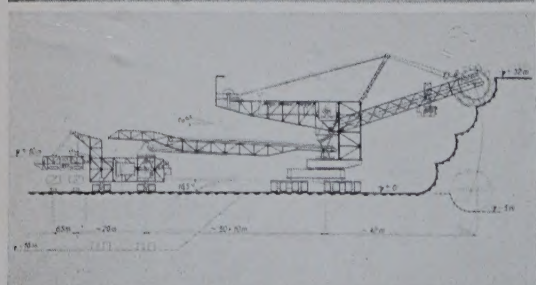
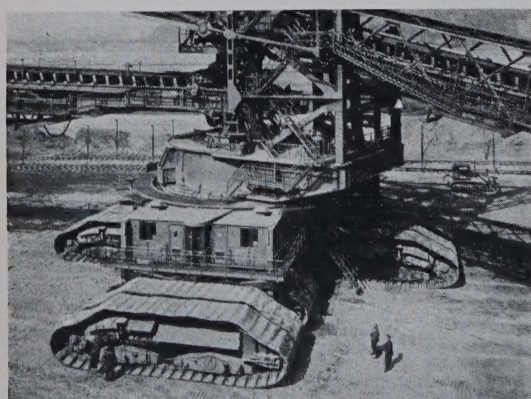


DER STAHLBAU

SCHRIFTFÜHRUNG: PROF. DR.-ING. DR.-ING. E.H. KLÖPPEL, DARMSTADT
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN, BERLIN-WILMERSDORF

Heft 11 — November 1959



Groß-Schäufelradbagger mit Verladeanlage

Besondere Merkmale:

Unabhängige Fahrbewegungen von Bagger und Verladeanlage
durch ausziehbare Verbindungsbandbrücke

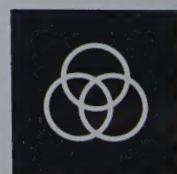
Kammerloses Schäufelrad für hohe Schnittgeschwindigkeit und
Förderleistung

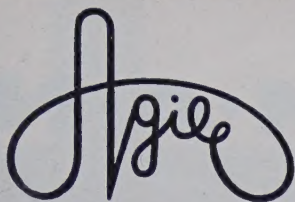
Einstellbare Schäufelradrinne verhindert Materialverluste

Verladeanlage auf Raupen für Zweigleis-Beladung mit großem
Verstellbereich für die Beladebänder

Scheibenbrecher für Kohlezerkleinerung

FRIED. KRUPP MASCHINEN- UND STAHLBAU RHEINHAUSEN

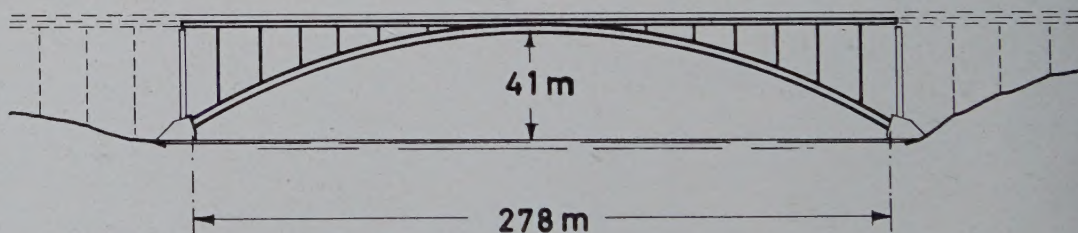
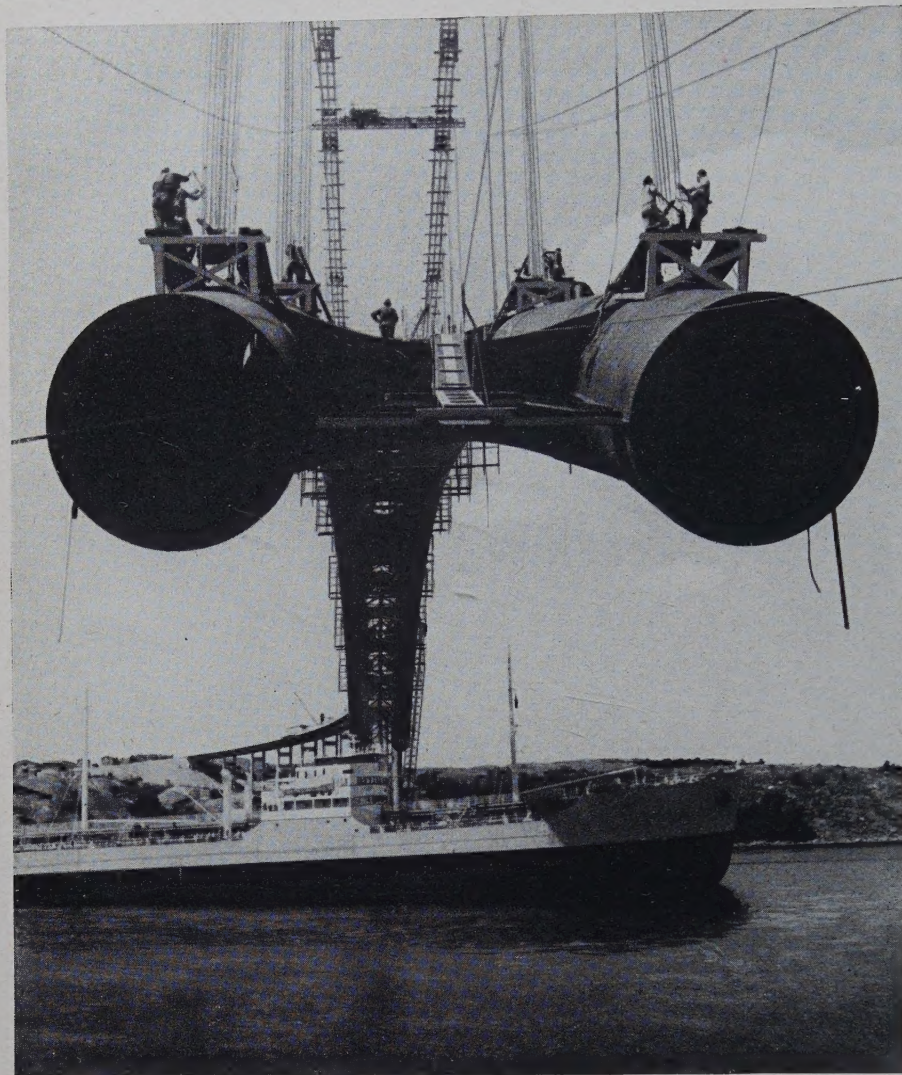




Werkfoto DEMAG

Rheinbrücke Duisburg-Ruhrort / Homberg
Stützweite: 128,4 + 285,5 + 128,4 m
Geschweißt mit AGIL-Weiß-Rot

AGIL SCHWEISSDRAHT DR. VAAS G.M.B.H.
D O R T M U N D S P R I N G O R U M S T R A S S E 1 4 0

M·A·N

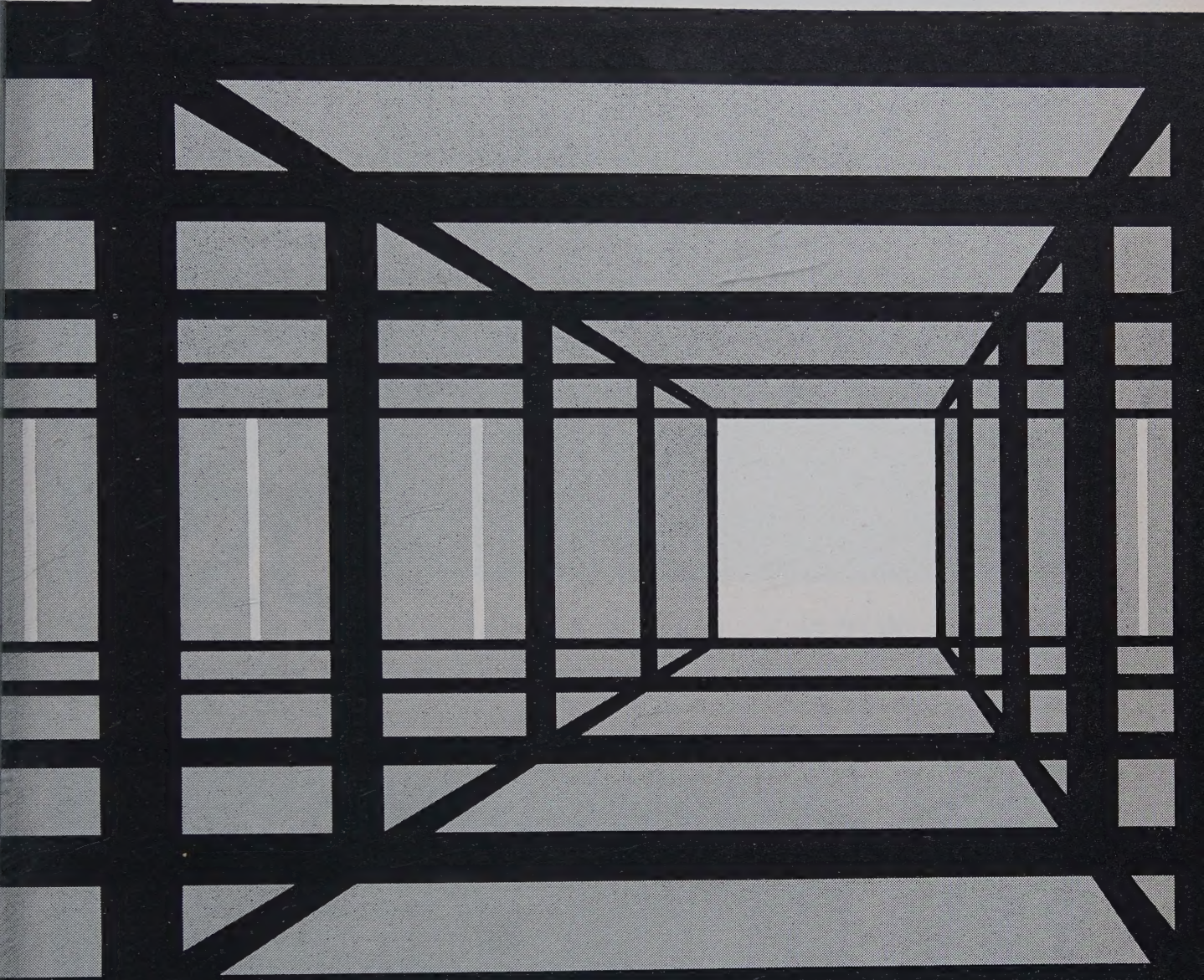
Gegenwärtig wird 50 km nördlich Göteborg eine kühne Brückenkonstruktion über den Askeröfjord in Arbeitsgemeinschaft unter technischer Führung der M. A. N. errichtet. Der zur Ausführung bestimmte M. A. N.-Entwurf sieht für diese Bogenbrücke Rohrquerschnitte für die Hauptträger vor. Durchmesser der Rohre 3,80 m. Diese Lösung vereint technische Zweckmässigkeit mit besonderer Formschönheit.

BRÜCKENBAU

Feste und bewegliche Eisenbahn- und Straßenbrücken
alle Systeme und Bauarten bis zu den größten Stützweiten

RÖCHLING

FK



**Stabeisen, Formeisen,
Breitflanschträger,
Bänder, Walzdraht,
Oberbaumaterial,
Torstahl, Noristahl.**



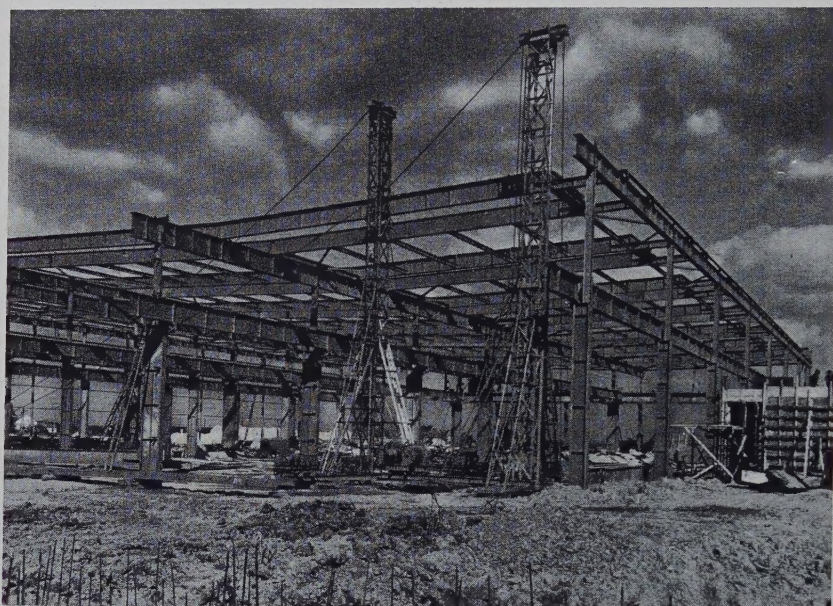
Röchling'sche Eisen- und Stahlwerke GmbH Völklingen-Saar

WAAGNER-BIRÓ

WIEN

AKTIENGESELLSCHAFT

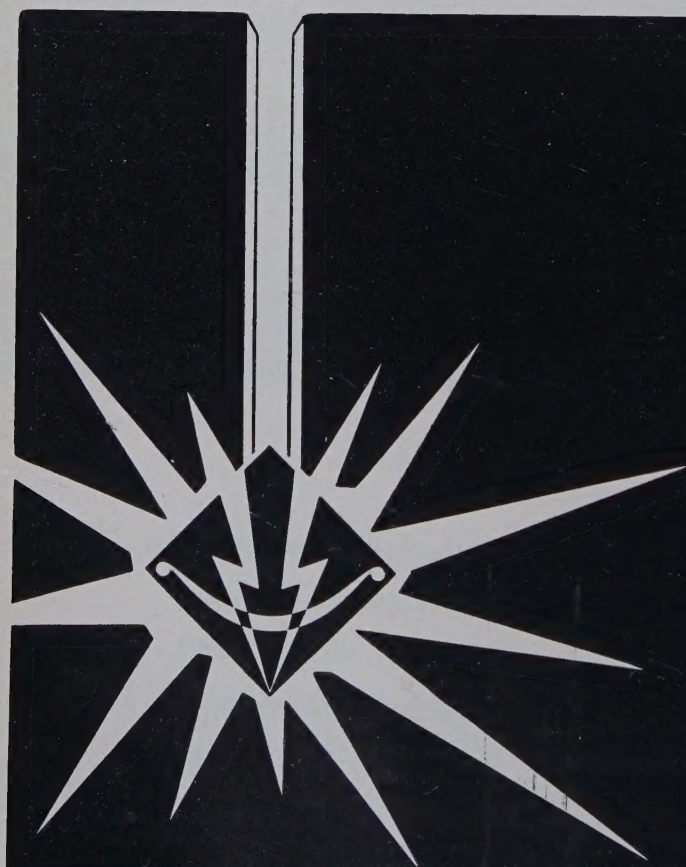
GRAZ



Unsere mehr als hundertjäh-
rige Erfahrung im Stahlbau
beweisen unsere Lieferungen
in alle Erdteile!

Montage einer vierschiffi-
gen Produktionshalle für
die Österreichische Brown
Boveri-Werke A.G.

Zentrale: WIEN V., Margaretenstraße 70 · Österreich



EINE WELTMARKE

die seit Jahrzehnten
immer wieder das Vertrauen
anspruchsvoller Fachleute genießt.
ARCOS -
Erzeugnisse stehen auch Ihnen zur
Verfügung.

ARCOS- AACHEN

GESELLSCHAFT FÜR
SCHWEISSTECHNIK mbH.
Jülicher Straße 122-134
Tel. 348 41-42 · Fernschr. 0832-701

Schweiß- u. Schneidelektroden
Netzmantel- u. Automatendrähte
Schweißautomaten
Transformatoren
Schweißplatzausrüstungen
Balance-Positioner



1620

Für Technik und Wissenschaft: eine neue Leistung - ein entscheidender Fortschritt

Elektronische IBM-Rechenanlagen sind wichtige Hilfsmittel für Ingenieure und Wissenschaftler zur Bewältigung der umfangreichen und komplizierten Berechnungsaufgaben, denen sie auf allen Gebieten der Technik und Forschung gegenüberstehen. Eine neue Leistung, ein entscheidender Fortschritt zur Lösung dieser Probleme ist die volltransistorisierte Rechenanlage IBM 1620. Konstruiert für die speziellen Erfordernisse des Technikers, des Ingenieurs und des Wissenschaftlers, vereint sie in sich die modernsten Erkenntnisse im logischen und technischen Aufbau von Rechenanlagen. Durch ihre einzigartige Preiswürdigkeit und ihre außerordentliche Flexibilität ist sie von größter Bedeutung für die rationelle Bewältigung bereits in Angriff genommener Aufgaben und für die Erschließung völlig neuer Anwendungsgebiete.

Speicherprogrammiert mit leistungsstarken Instruktionen und Direkt-Operationen.

Transistorisiert mit modernsten, einheitlichen Bauelementen. Gedruckte Schaltungen.

Magnetkernspeicher mit hoher Kapazität: 20 000 einzeln adressierbare Kernspeicherstellen. Jede Speicherstelle kann Ziffern, Buchstaben oder Sonderzeichen aufnehmen. Dezimale Arbeitsweise. Variable Feld- und variable Satzlänge. Optimale Ausnutzung der Speicherkapazität.

Hohe Rechengeschwindigkeit: Über 100 000 Rechenoperationen pro Minute.

Rechnen im Kernspeicher: In jeder beliebigen Kernspeicherstelle kann addiert und subtrahiert werden. Alle Rechenoperationen werden ohne Rechenwerk mittels einer neuentwickelten Tabellentechnik durchgeführt.

Zweckmäßige Ein- und Ausgabe über Lochstreifen und Schreibmaschine.

Selbstprüfung: Eingabe und Ausgabe sowie interne Übertragungen werden von der Maschine automatisch geprüft.

Hochentwickelte Programmierungssysteme: Erleichterung der Programmierarbeit durch symbolische Programmierung und Fortran. Umfangreiche Programmibibliothek für mathematische Probleme und für spezielle Anwendungsgebiete.

Ausführliche Informationen über den neuen Transistorenrechner IBM 1620 und über die vielfältigen Möglichkeiten, die er zur Lösung Ihrer speziellen Probleme bietet, geben Ihnen bereitwillig und selbstverständlich völlig unverbindlich die technisch-wissenschaftlichen Spezialisten der IBM. Rufen Sie doch bitte die Ihnen nächstgelegene IBM-Geschäftsstelle an:

Aachen 3 33 86, 2 07 41 • Augsburg 75 55 / 56 • Berlin 73 01 71, 73 48 93 • Bielefeld 6 22 23, 6 22 29 • Bonn 5 12 44 / 45, Braunschweig 2 61 01 / 02 • Bremen 2 35 55 / 57 • Darmstadt 7 54 05, Dortmund 2 79 21 • Düsseldorf 8 44 81 - 84 • Duisburg 2 07 41 / 42, Essen 2 60 47 / 48 • Frankfurt 33 01 56 • Freiburg 3 28 31, Friedrichshafen 30 66 • Hamburg 34 18 16 - 19 • Hannover 2 75 81, Heilbronn 8 66 33 / 34 • Kaiserslautern 71 70 • Karlsruhe 2 16 21, Kassel 1 47 69, 1 65 80 • Kiel 4 86 55 • Köln 23 35 46, Mannheim 2 68 85 • München 59 29 33 • Münster 4 37 91 / 92, Nürnberg 5 42 44 • Regensburg 55 95 • Saarbrücken 2 24 91, 2 47 20, Siegen 2 22 12 • Stuttgart 29 69 43, 29 31 44 • Ulm 6 47 31 / 32, Wiesbaden 2 49 41 / 42 • Würzburg 5 34 19 • Wuppertal 4 02 85 / 86

IBM Deutschland

Internationale Büro-Maschinen Gesellschaft m. b. H.
Hauptverwaltung Sindelfingen bei Stuttgart

Das Arbeiten mit Gleitschalungen

Von Dr.-Ing. Franz Böhm

Dritte, neubearbeitete Auflage

XII, 148 Seiten · 198 Bilder · 5 Tafeln · DIN A 5
Geheftet DM 21,—

Allgemeines Iterationsverfahren für verschiebbliche Stabwerke

mit beliebigen Stabneigungen unter beliebiger Belastung einschließlich Temperatureinfluß und Stützensenkung

Von Prof. Dr.-Ing. Reinhold Glatz

VI, 118 S. · 72 Bilder · 16 Zahlent. · Gr.—8°
Geheftet DM 21,— · Ganzleinen DM 24,—

Mastgründungen für Freileitungen, Fahrleitungsanlagen und Bahnspiseleitungen

Von Dr.-Ing. Max Süßerkrüb

VIII, 124 S. · 70 Bilder · 10 Zahlent. · DIN A 5
Geheftet DM 16,80 · Ganzleinen DM 19,80

Zehnteilige Einflußlinien für durchlaufende Träger

Band II.

Tabellen der Momente, Querkkräfte und Auflagerkräfte für durchlaufende Träger von zwei bis fünf Feldern

Von Dr.-Ing. Georg Anger

Siebente, erweiterte und verbesserte Auflage

VIII, 276 Seiten · 42 Bilder · Gr.—8°
Geheftet DM 37,— · Ganzleinen DM 41,—

Band III:

Ordinaten der Einflußlinien und Momentenkurven durchlaufender Träger von zwei bis fünf Feldern
Neunte, verbesserte Auflage

IV, 250 Seiten · 36 Bilder · Gr.—8°
Geheftet DM 27,— · Ganzleinen DM 31,—

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
BERLIN

AUS DER INDUSTRIE

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung)

Schweißfachlehrgänge nach DVS-Richtlinien

Der Deutsche Verband für Schweißtechnik e. V. (DVS) weist auf die Anfangstermine folgender Lehrgänge im Jahre 1959/60 hin (T = Tages-, A = Abendlehrgang):

Schweißtechnische Lehr- und Versuchsanstalt	Schweißfachingenieur nach DIN 4100	Schweißfachmann nach DIN 4100
Duisburg, Bismarckstraße 85, Tel. 3 52 55/56	19. April 1960 T 16. Nov. 1959 A	2. Nov. 1959 T
Hamburg, Berliner Tor 21, Tel. 24 80 71/371	16. Nov. 1959 A	—
Hannover-Linden, Bauweg 1, Tel. 4 00 76	12. Dez. 1959 T	23. Nov. 1959 T
Mannheim, Windeckstraße 104/106, Tel. 4 61 20	2. Nov. 1959 T 1. Febr. 1960 A	11. Jan. 1960 T
München, Lazarettstraße 13, Tel. 6 57 25	Febr./März 1960 T	18. Jan. 1960 T
Stuttgart, Kanzleistraße 19, Tel. 9 92 41	25. Jan. 1960 T	11. Jan. 1960 T

Ferner Richtlinienlehrgänge für A- und E-Schweißer (je 220 St. u. Prüf.), Ausbildung und Prüfung für Stahlbauschweißer, Rohschweißer, Kesselschweißer, Druckgefäßschweißer, Schiffbauschweißer, Kfz-Schweißer, NE-Metallschweißer, Brennschneider, Lehrschnitten, Schweißkonstruktion (Beginn 23. 11. 59 in Duisburg), Sonderausbildung, Schweißtechn. Beratung.

Einzelheiten auf Anfrage durch die Lehranstalten und die DVS-Hauptgeschäftsstelle, Düsseldorf, Tel. 2 74 44.

Richtlinienlehrgänge laufend auch in über 100 DVS-Kursstätten im gesamten Bundesgebiet.

Schweißfachingenieur- und Schweißfachmann-Lehrgänge in Frankfurt am Main

Das Institut für Schweißtechnik in Frankfurt am Main (Leitung Prof. Ing. habil Hermann Holler, Frankfurt am Main, Frauenlobstraße 45) veranstaltet

- Schweißfachingenieurlehrgang: Beginn: 30. 11. 59 und 25. 1. 60
- Schweißfachmannlehrgang: vom 31. 10. bis 9. 11. 59 und 19. 3. bis 28. 3. 60.

Nähere Einzelheiten durch das genannte Institut, Frankfurt am Main, Frauenlobstraße 45, Tel. 77 29 50. Preiswerte Unterkünfte können besorgt werden.

Schweißer- und Schweißfachmannausbildung in der SLV Mannheim

Die Schweißtechnische Lehr- und Versuchsanstalt Mannheim Windeckstraße 104-106, Telefon 4 11 71, führt in der nächsten Zeit zur Ausbildung von Autogen- und Lichtbogenschweißern, Lehrschnitten, Schweißfachmännern und Schweißfachingenieuren die nachfolgend verzeichneten Lehrgänge durch:

Autogen- und Lichtbogenschweißer:	16. 11. bis 21. 12. 1959
(Tageslehrgang)	
Autogen- und Lichtbogenschweißer:	23. 11. bis 18. 12. 1959
(Abendlehrgang)	
Autogen- und Lichtbogen-Lehrschweißer:	7. 3. bis 25. 3. 1960
Schweißfachmann-Lehrgang:	11. 1. bis 30. 1. 1960
Schweißfachingenieur-Lehrgang:	2. 11. bis 11. 12. 1959
Sonderlehrgänge:	nach Vereinbarung.

Interessenten wenden sich an die oben angegebene Anschrift.

FISTA-ELASTIC liefert:



PLASTIC Markisen
(GESCHÜTZTE AUSFÜHRUNG)

Balkon- u. Terrassenmarkisen
Strassenmarkisen
Balkonschürzen
Starrdach-Markisen

*farblich
schmutzabweisend
faulnisfrei
transparent*

FISTA-ELASTIC DÜSSELDORF 10
RUF 335833

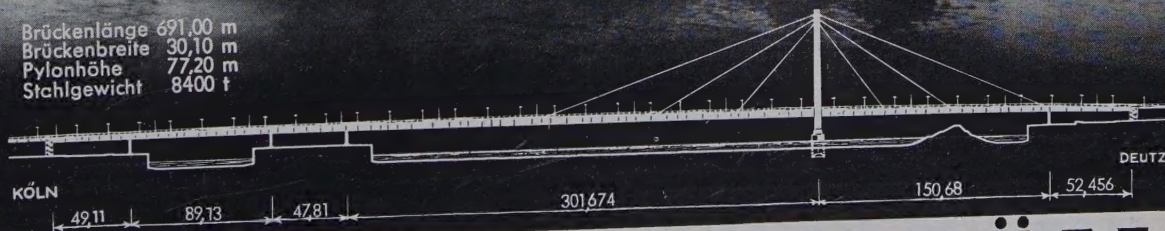


Die
SEVERINSBRÜCKE
ein neues Wahrzeichen Kölns

Federführung, Entwurf und Montage-
leitung sowie 57 Prozent der Werkstatt-
lieferungen und Montage des Stahlüber-
baues lagen bei der

GUTEHOFFNUNGSHÜTTE

Brückenlänge 691,00 m
Brückenbreite 30,10 m
Pylonhöhe 77,20 m
Stahlgewicht 8400 t



GUTEHOFFNUNGSHÜTTE

STERKRADE AKTIENGESellschaft · WERK STERKRADE

Alles über Aluminium

Fordern Sie aus Ihrem
Fachgebiet an:
Merkblätter, Berichte, Sonder-
drucke aus Zeitschriften

Holen Sie bei Fragen über Aluminium – Werkstoff-
eigenschaften, Bearbeitungs-, Verbindungs- und
Gießverfahren, Konstruktionsrichtlinien, Oberflä-
chenbehandlung, Bewährung – unseren Rat ein

Verlangen Sie den Nachweis
von Bezugsquellen aus allen Verarbeitungsstufen

Bitte ausschneiden und einsenden:

Kostenlos erbeten:

- Auskunft und Arbeitsunterlagen über
- Verzeichnis der Schriften der Aluminium-Zentrale e. V.

Anschrift:

Name

Beruf

Ort

Straße



ALUMINIUM-ZENTRALE^{e V}
Beratungs- und Informationsdienst der deutschen
Leichtmetallindustrie

Düsseldorf, Jägerhofstraße 29 · Zweigstelle Stuttgart, Königstraße 22

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Kurt Klöppel,
Darmstadt, Technische Hochschule
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf,
Hohenzollerndamm 169, Ruf: 87 15 56

28. Jahrgang Berlin, November 1959 Heft 11

Inhalt

	Seite
Toscano, A., Dr.-Ing., Rom: Die Türme von Messina . . .	289
Goder, W., Dr.-Ing., Koblenz: Beitrag zur praktischen Berechnung von Rahmentragwerken nach der Stabili- tätsvorschrift DIN 4114 (Schluß aus Heft 10/1959) .	304

Verschiedenes:

Hautmann: LD-Stahl	312
Ohlemutz: Die vorgespannte Dachkonstruktion des neuen Flughafengebäudes der PAA in New York	312
Anders: Leitplanken aus Stahl	313
Anders: Elektroden und Zusatzdrähte zum Schweißen von nichtgleichartigen Metallen	313
Lacher: Österreichische Stahlbautagung 1959	313
Persönliches	314
Bücherschau	314
Zuschrift und Erwiderung	315

Bezugsbedingungen

Vierteljährlich 7,50 DM (Ausland nur ganzjährlich 30,— DM), Einzelheft 3,— DM und Zustellgeld. Monatlich ein Heft, Bezugspreis im voraus zahlbar. Bestellungen nimmt jede Buchhandlung und jede Postanstalt oder der Verlag entgegen. Postscheckkonto: Berlin-West 16 88. Abbestellungen einen Monat vor Schluß des Kalendervierteljahres.

Bestellungen für das Ausland sind zu richten

für Österreich an Rudolf Lechner & Sohn, Wien I/1, Seilerstätte 5,
für die Schweiz an Verlag für Wissenschaft, Technik und Industrie AG.,
Basel, Schützenmattstraße 43,
für Italien an Libreria Commissionaria Sansoni, Firenze, Via Gino
Capponi 26,
für das gesamte übrige Ausland und Übersee an I. R. Maxwell & Co. Ltd.,
London W1, 4/5 Fitzroy Square.

Schriftleitung:

Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Kurt Klöppel, Darmstadt, Technische Hochschule
Fernsprecher: Darmstadt 85 26 39

28. Jahrgang

BERLIN, November 1959

Heft 11

Die Türme von Messina

Von Dr.-Ing. Alberto Toscano, Rom

DK 624.97 014.2 : 621.315.027.3

1. Vorarbeiten

1.1 Die Aufgabe

Für die in Bild 1 gezeigte Kreuzung der Wasserstraße von Messina waren zwei 200 m hohe Stahltürme vorgesehen [1], [2] und [3], welche außer dem Winddruck auf Konstruktion und Kabel den Beschleunigungen seismischer Herkunft widerstehen sollten. In bezug auf die letzteren schreibt die italienische Vorschrift für alle Bauten der Gefahrenzone I die Widerstandsfähigkeit gegenüber einer Beschleunigung $a = \frac{1}{10} g$ vor, welche der eines Erdbebens 8. Grades der Mercalliskala entspricht. Mehrere bekannte Firmen wurden beauftragt, Vorentwürfe auszuarbeiten, von denen in Bild 2 die interessantesten gezeigt sind, und deren Entwürfe synthetisch in Bild 3 verglichen werden.

ohnehin notwendigen Überlegungen vorsichtigerweise der Schar der Skeptiker angeschlossen und der Profilkonstruktion den Vorzug gegeben.

Da die Verbindungen zwischen den Konstruktionselementen Zerstreuungspunkte der vom Turm aufgenommenen oszillatorischen Energie darstellen, müßte man den Vorzug der Verbindung durch Schrauben geben, mit welcher man die größte Dämpfung erreichen kann; sie ist aber teuer und umständlich und bringt eine vielleicht zu geringe Steifigkeit mit sich. Die Vernietung erteilt der Struktur eine größere Steifigkeit; die Kontrolle der vernieteten Punkte bietet aber einige Ungewißheiten. Die Schweißverbindung vermindert beträchtlich die Dämpfung, ist aber die beste vom Stand-

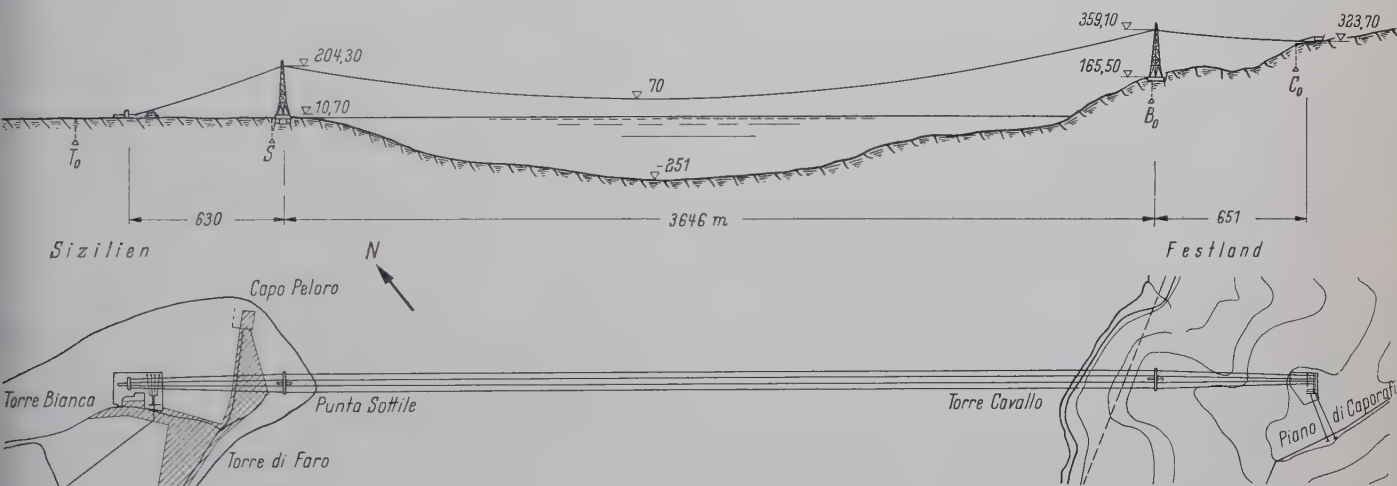


Bild 1. Querschnitt und Grundriß der Kreuzung der Wasserstraße von Messina

Da diese Arbeit in verschiedener Beziehung die Grenzen der normalen Vorschriften überschritt, war jeder Entwerfer genötigt, auf gewissen Gebieten eigene Normen zugrunde zu legen, deren unvermeidliche Verschiedenheit, sowie die Tatsache, daß fast jeder Entwerfer eine originelle Lösung vorschlug, es unmöglich machten, in diesem Stadium eine Entscheidung zu treffen. So beschloß man, zuerst eine geeignete Vorschrift festzulegen und darauf die Entwerfer der interessantesten Lösungen zu einer zweiten Runde einzuladen.

1.2 Rohre oder Profile, geschweißt, genietet oder geschraubt

Obwohl das Rohr das ideale Konstruktionselement ist und auch den Vorteil eines geringeren Winddruckes bietet (so daß dem Wind ausgesetzte Rohrkonstruktionen, trotz des höheren Preises der Rohre, billiger als gleichwirkende Profilkonstruktionen sind), bedingt das Rohr komplizierte Verbindungen und Ungewißheit über den Zustand der inneren Korrosion. Der erstgenannte Nachteil kann infolge der Fortschritte der letzten Jahre als überholt gelten; bezüglich der Korrosion besteht immer noch die Debatte zwischen denen, die behaupten, daß ein hermetisch verschlossenes Rohr nur von dem eingeschlossenen Sauerstoff und der Feuchtigkeit angegriffen wird und denjenigen, die nur das glauben, was sie de visu konstatieren können. Man hat sich wegen der Menge der

punkt der Kosten und des Korrosionsschutzes; sie kann nur dann als sicher betrachtet werden, wenn sie mit großer Sorgfalt und unter strenger Kontrolle ausgeführt wird. Man hat also den besten Kompromiß zwischen Wirtschaftlichkeit, Zweckmäßigkeit, Sicherheit, Dämpfung und Korrosionsschutz mit der Vorschrift erstrebt, die Glieder oder Gliedergruppen im Werk zusammenzuschweißen und die Verbindungen bei der Montage zu schrauben.

1.3 Winddruck

Einige Entwerfer hatten Windkanalversuche mit einzelnen Elementen und Modellen ausgeführt, von denen die von der SAE an Rohren besonders interessant sind [4]. Wie allgemein bekannt, gibt es für jedes Prisma bei einer gewissen Windgeschwindigkeit ein transversales Grenzausmaß, oberhalb dessen der Winddruck erheblich abnimmt. Nach den SAE-Untersuchungen befindet sich diese kritische Grenze für Rohre und Windgeschwindigkeiten von 150 km/h, ungefähr um 100 mm ϕ , wobei bei kleineren Ausmaßen der Winddruck auf etwa 130 kg/m² steigt, während für größere Ausmaße der experimentelle Winddruck auf etwa 30 kg/m² herabsinkt, wie in Bild 4 gezeigt. Deswegen ist in dem SAE-Entwurf, siehe Bild 3, der Winddruck für Rohre bis 170 mm ϕ mit 132 kg/m² und für Rohre über 170 mm ϕ mit 100 kg/m² angesetzt. Außerdem sind die gegenseitigen Auswirkungen zwischen parallel liegenden Rohren gemessen worden (Bild 5).

Aus den Diagrammen in Bild 3 geht hervor, daß im Gegensatz zu normalen Freileitungen die Wirkung des Winddruckes auf den Turm die des Winddruckes auf den Seilen übersteigt; deswegen war es wichtig, eine genaue, klare, einfache, aber genügend gerechtfertigte Norm festzulegen, die einzelne Windkanalversuche nicht erforderlich macht. Da sich aus der Durchsicht der Meteorologischen Annalen ergab, daß auf der Wasserstraße sowie auch im übrigen Lande nie eine über 130 kg/m^2 starke Winddruckspitze registriert worden war, beschloß man, diesen Wert als Maximalwert zugrunde zu legen und den Widerstandsbeiwert der Strukturelemente und die gegenseitigen Auswirkungen näher zu untersuchen. Man studierte alle zur Verfügung stehenden Angaben über Untersuchungen an Profilstählen, da die Rohre ausgeschlossen worden waren, und man kam zu dem Schluß, daß die allgemein bekannte Formel

$$P = p \cdot c_w \cdot F \left(1 - \frac{E}{V}\right) \cdot \sin^2 \alpha$$

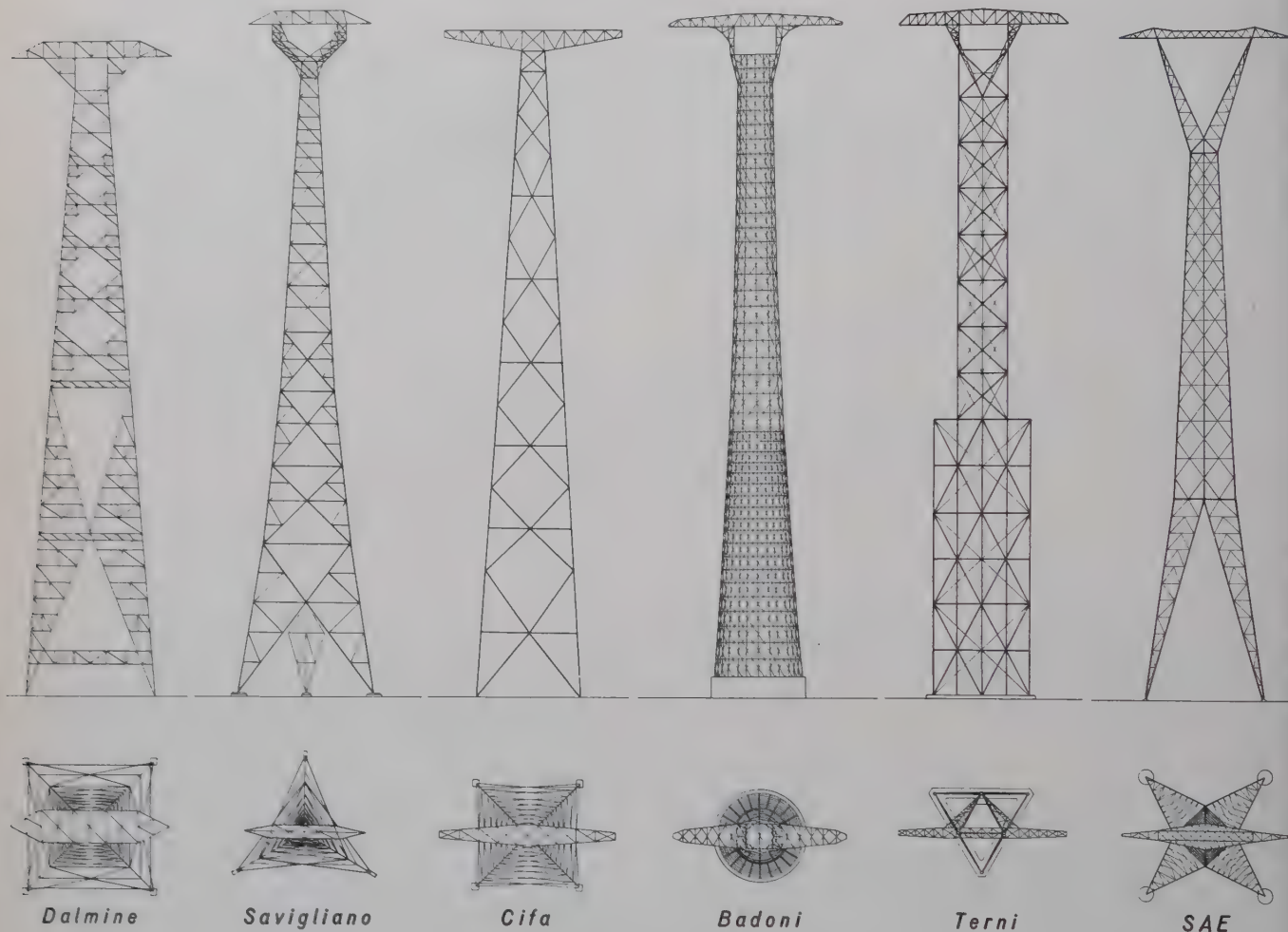


Bild 2. Sechs der interessantesten Vorentwürfe

trotz ihrer Einfachheit genügend genau ist, wenn man die durch den Winddruck p auf die um den Winkel α geneigten Fläche F parallel zur Windrichtung ausgeübten Kraft P ausdrücken will, wobei die Fläche F im Windschatten der schirmenden durchbrochenen Fläche E liegt, deren voller Wert V beträgt. Der Wert des Widerstandsbeiwertes $c_w = 1$ ist bei weitem ausreichend, wenn man alle vom Winde direkt berührten Teilflächen mit ihrem Winkel α in Betracht zieht und auf eine Differenzierung der Profile nach ihren Abmessungen, sowie des Winddruckes der Höhe nach verzichtet.

Ferner stellte man aus dem Schrifttum [5] und aus den lokalen Beobachtungen fest, daß die Schwingungszeiten von Böen bis auf sehr kurze Werte sinken können, als deren Grenze $T = 2,8 \text{ sec}$ angesehen werden dürfte. Man schrieb daher vor, daß die Eigenschwingungszeit des Turmes sowie die der einzelnen Glieder den oberen Grenzwert von $t = 2,5 \text{ sec}$ nicht überschreiten darf.

Dadurch schien auf dem Einfluß der Feinstruktur des Windes genügend Rücksicht genommen zu sein. Nimmt man an, daß ein virtueller Turbulenzkörper von 200 m Durchmesser den Turm angreife, daß sein Querschnitt kreisförmig sei, daß seine Auswirkung einen harmonischen Verlauf habe, daß der Höchststaudruck 130 kg/m^2 erreiche ($w_{\max} = 45 \text{ m/sec}$) und schließlich am Boden die Geschwindigkeit bis 0 sinke, so muß die Schwingungszeit t der oszillatorischen Komponente w_0 der Geschwindigkeit w mindestens

$T > \frac{200 \pi}{45 : 2} = 28 \text{ sec}$ sein; wenn man bei gleichbleibenden Bedingungen annimmt, daß $T = 2,8 \text{ sec}$ betrage, so kann der Durchmesser des Turbulenzkörpers höchstens 20 m sein.

Eine andere Begrenzung der oszillatorischen Auswirkung des Winddruckes rührt von der Beobachtung her, daß nie und nirgend Beschleunigungen bis zu 10 m/sec^2 beobachtet wurden, d. h. i.

unserem Falle $T > w_0 \frac{2 \pi}{10} = \frac{45}{2} \cdot \frac{2 \pi}{10} > 14 \text{ sec}$, mit einem Durchmesser des Turbulenzkörpers von 100 m .

Natürlich muß man bedenken, daß die Turbulenzkörper virtuell und keineswegs regelmäßig und kreisförmig sind, daß ihre Auswirkungen keineswegs harmonischen Verlauf haben usw.; dies verschiebt aber die oben sondierten Grenzen nicht grundsätzlich, so daß man annehmen kann, daß die hohen Windfrequenzen lokale Auswirkungen haben und daß die stärksten Windbeschleunigungen auch nur einen Teil der Struktur, und dazu mit niedriger Frequenz angreifen können.

Bei dem voraussichtlichen Verlauf der Dämpfungskurve kann man erwarten, daß nach wenigen Perioden der Turmschwingung der beachtlichere mit Coulombscher Dämpfung verbundene Anteil der Schwingungsamplitude erlischt und nur der kleinere unwesentliche mit viskoser Dämpfung verbundene Anteil übrigbleibt. Deswegen

kann man, mit der Beschränkung der Turmschwingungszeit auf $= 2,5$ sec, damit rechnen, daß während der Angriffsphase des Windstoßes der Turm genügend Schwingungen ausführt, um das Anwachsen des Stoßfaktors durch die erreichte Dämpfung zu verhindern.

Zuletzt wurde festgelegt, daß jeder Leiter samt Aufhängegarnituren eine maximale horizontale Windkraft von 7 t erzeugen darf.

1.4 Wirkung des Erdbebens

Die Entwerfer der ersten Runde hatten alle dieselbe Untersuchung über die seismischen Auswirkungen ausgeführt: zuerst wurde die Eigenfrequenz des Turmes ermittelt und dann das Verhalten des Turmes gegen erzwungene Schwingungen untersucht. Die Unbestimmtheit der Daten, sowie die Schwierigkeiten und Ungewißheiten des Problems verursachten verschiedene Betrachtungsweisen.

Im DALMINE-Entwurf ist die Konstruktion einem am Fuße eingespannten Stab angeglichen, welcher ein veränderliches Trägheitsmoment und einen dem theoretischen Wert gegenüber reduzierten Elastizitätsmodul besitzt, wodurch die elastische Verformungsmöglichkeit der Diagonalen berücksichtigt wird. Die Eigenschwingungszeit ergibt sich zu 3,20 sec und die Untersuchung der erzwungenen Schwingungen beweist, daß mit einer Schwingungszeit von 1,75 sec für den 8. Grad der Mercalliskala die Konstruktion weniger beansprucht wird als durch die Erdbebenvorschrift gefordert wurde.

Im CIFA-Entwurf ist die Eigenschwingungszeit in erster Annäherung nach der Rayleighschen Methode errechnet, indem man aber als Verformungslinie die aus dem Winddruck auf den Turm nahm, was zu einem Wert von 1,39 sec führt. In zweiter Annäherung hat man nach der Methode von Morley die Verformungslinie aus den Lasten berechnet, die dem Produkt der Massen mal den entsprechenden Verschiebungen aus der vorherbestimmten Verformungslinie gleichwirkend sind, wobei man den neuen Wert von 1,44 sec erreicht. Damit ergibt sich für eine seismische Schwingungszeit von 1,75 sec der dynamische Vergrößerungsfaktor zu 3,08; dieser Koeffizient, auf die von einer Beschleunigung von 1 m/sec^2 verursachten seismischen horizontalen Lasten angewendet, führt zu Werten, welche im Durchschnitt niedriger liegen als die Lasten aus dem Winddruck.

Im BADONI-Entwurf ist die Eigenschwingungszeit nach Rayleigh gerechnet, indem man die Verformungslinie nach dem Satz von Mohr bestimmte; Resultat 2,0 sec. Im TERNI-Entwurf ist sie nach Rayleigh gerechnet, indem man die Verformungslinie als ein Vielfaches der Funktion $w = \frac{1}{2} \left(\frac{y}{h} \right)^2 \cdot \left(3 - \frac{y}{h} \right)$ angenommen hat; Resultat 2,77 sec. Eine Prüfung der erzwungenen Schwingungen wurde in diesen beiden Entwürfen nicht vorgenommen.

Im SAE-Entwurf ist der Turm einem elastischen masselosen Stabe, welcher zwei konzentrierte Massen auf der Höhe 81,50 und 163 m trägt, angeglichen und die Eigenschwingungszeit zu 1,60 sec ermittelt worden. Resonanz kann also eintreten. Man hat aber ausgerechnet, daß die Konstruktion mehr als zwölf synchrone Schwingungen mit $a = 1 \text{ m/sec}^2$ aushalten kann.

Von diesen verschiedenen Rechenmethoden und ihrer Kritik abgesehen, wurde festgestellt, daß ein am Fuß eingespannter Stab immer mindestens 8 Resonanzschwingungen mit $a = 0,5 \text{ m/sec}^2$ aushält, vorausgesetzt, daß er — als horizontaler Kragarm betrachtet — sein eigenes Gewicht tragen kann. Wenn man in Bild 3 die Diagramme des Gewichtes mit den vom Winde ausgeübten Kräften vergleicht (indem man aber zu diesem letzten die punktierte Zone addiert, welche dem Druck des Windes auf die Seile entspricht) beobachtet man, daß der größte Teil der Entwürfe dieser Bedingung genügt. Diese Beobachtung und die Resultate der oben zitierten Studien führten zu dem Entschluß, auf die Untersuchung der Auswirkung der erzwungenen Schwingungen zu verzichten und nur dafür zu sorgen, daß die Eigenschwingungszeit von der Schwingungszeit des Erdbebens genügend entfernt ist. Die Statistik zeigt, daß die registrierten Erdbeben eine zwischen 0,55 und 1,5 sec liegende Schwingungszeit gehabt haben [6]; da andererseits die Schwingungszeit der Böen zwischen 2,8 und 28 sec liegt, wurde vorgeschrieben, die Eigenschwingungszeit des Turmes auf 1,5 bis 2,5 sec zu beschränken.

Es wurde ferner vorgeschrieben, die Eigenschwingungszeit nach Rayleigh zu berechnen, indem man die Verformungslinie nach

Mohr durch die direkte Integration des Momenten-Diagrammes durch Summenrechnung auf mindesten 20 Teilstrecken zugrunde legt. Die durch das Anbringen der Kraft 1 in dem Schwerpunkt des letzten Teilstückes des Turmes aufgespeicherte potentielle Energie wird der totalen kinetischen Energie gleichgestellt, welche der Turm enthält, wenn er freigelassen durch den Nullpunkt schwingt. Das Resultat der Anwendung dieses Prinzips ist verschieden je nach der Verformungslinie, welche für die Berechnung der Verrückungen angenommen wird, d. h. die Eigenschwingungszeit ist verschieden, wenn der Turm, wie vorgeschrieben, durch eine konzentrierte Last oder durch eine Beschleunigung zum Schwingen gebracht wird. Da aber, wie z. B. in dem CIFA-Entwurf errechnet wurde, dieser Unterschied klein ist und innerhalb der Größe der rechnerischen Ungenauigkeiten fällt, hat man die vorgeschriebene Methode als ausreichend erachtet: durch die Inkaufnahme eines maximal 5 %igen Fehlers wurde damit die Berechnung vereinfacht.

Es ist aber nicht auszuschließen, daß der Turm mit der zweiten Oberschwingung schwingen kann, da diese gerade in die wahrscheinlichste Frequenzzone der Erdbeben fällt. Die Überprüfung der erzwungenen Schwingungen nach der zweiten Oberschwingung ist zu sehr von willkürlich zu bestimmenden Beschränkungen abhängig. Durch einige Studien stellte sich aber heraus, daß das Maximalmoment etwa in das zweite Drittel der Turmhöhe fällt. Um das in einer praktischen und einfachen Vorschrift zu berücksichtigen, ist beschlossen worden, die in Bild 6 gezeigte Ermäßigung der zugelassenen Spannung in den oberen Teil des Turmes einzuführen.

1.5 Abgespannte oder eingespannte Maste

Die Vorteile des abgespannten Mastes dem eingespannten gegenüber sind die niedrigeren Kosten und die größere Erfahrung der Firmen im Bereich sehr hoher Türme. Es gibt aber schon seit längerer Zeit mehrere eingespannte Maste zwischen 100 und 200 m Höhe, besonders seitdem die Entwicklung des Fernsehens die Anwendung von sehr steifen Masten mit einer unter 1 Grad liegenden Neigung des Kopfes verlangt hat. Sie nehmen auf dem Boden weniger Platz ein und haben eine größere Sicherheit als die abgespannten Maste, deren Standfestigkeit durch einen Seilbruch verringert werden könnte, so daß die Notwendigkeit entsteht, das ganze von den Seilverankerungen besetzte Terrain zu überwachen.

Das im Falle von Erdbeben als vorteilhaft gelobte Verhalten des abgespannten Mastes bedarf aber einer genaueren Untersuchung. Unter Umständen kann ein abgespannter Mast mit einem umgekippten Pendel verglichen werden, dem man durch Regelung des Durchhanges der Seile eine sehr lange Eigenschwingungszeit erteilen kann. Obwohl es aber einerseits wünschenswert ist, daß diese sehr lang sei, um die Resonanz bei Erdbeben zu verhindern, ist es ebenso wichtig zu vermeiden, daß sie mit den in dieser Zone besonders zu befürchtenden Windbeschleunigungen kollidieren. Um sie unter 3 sec zu halten, müßte man die Abspannseile straffer ziehen, als man es in normalen Fällen macht, wo so große Windbeschleunigungen nicht zu befürchten sind oder besser, nicht befürchtet werden, wie hier und dort der Einsturz abgespannter Türme beweist (z. B. im März 1959 in S. Palomba bei Rom während eines normalen Gewitters). Außerdem läßt die große Entfernung zwischen den Bodenverankerungen der Seile befürchten, daß im Falle eines Erdbebens eine wesentlich verschiedene Bewegung entstehen könnte, so daß die von den Seilen auf den Schaft übertragenen Beschleunigungen nicht absehbare Folgen haben könnten. Im allgemeinen dürfte man behaupten, daß der selbsttragende eingespannte Turm sich für eine genauere Schätzung der von den Schwingungen ausgeübten Wirkungen und für eine ziemlich gute Berechnung der Eigenschwingungszeit eignet. Außer diesen Betrachtungen sprechen für die selbsttragenden Türme die topographischen Bedingungen der Zone, da es unmöglich gewesen wäre, die Abspannseile längs der Abhänge des kontinentalen Ufers oder zwischen den Häusern des sizilianischen Ufers zu verankern.

1.6 Zugelassene Spannungen

Es wurde noch eine Torsionsuntersuchung vorgeschrieben. In der Annahme, daß irgendeines der Seile bei der Verlegung infolge des Festklemmens des gleitenden Aufhängesystems dem Turme eine erhebliche Last in Spannrichtung erteilen könnte, hat man vorge-

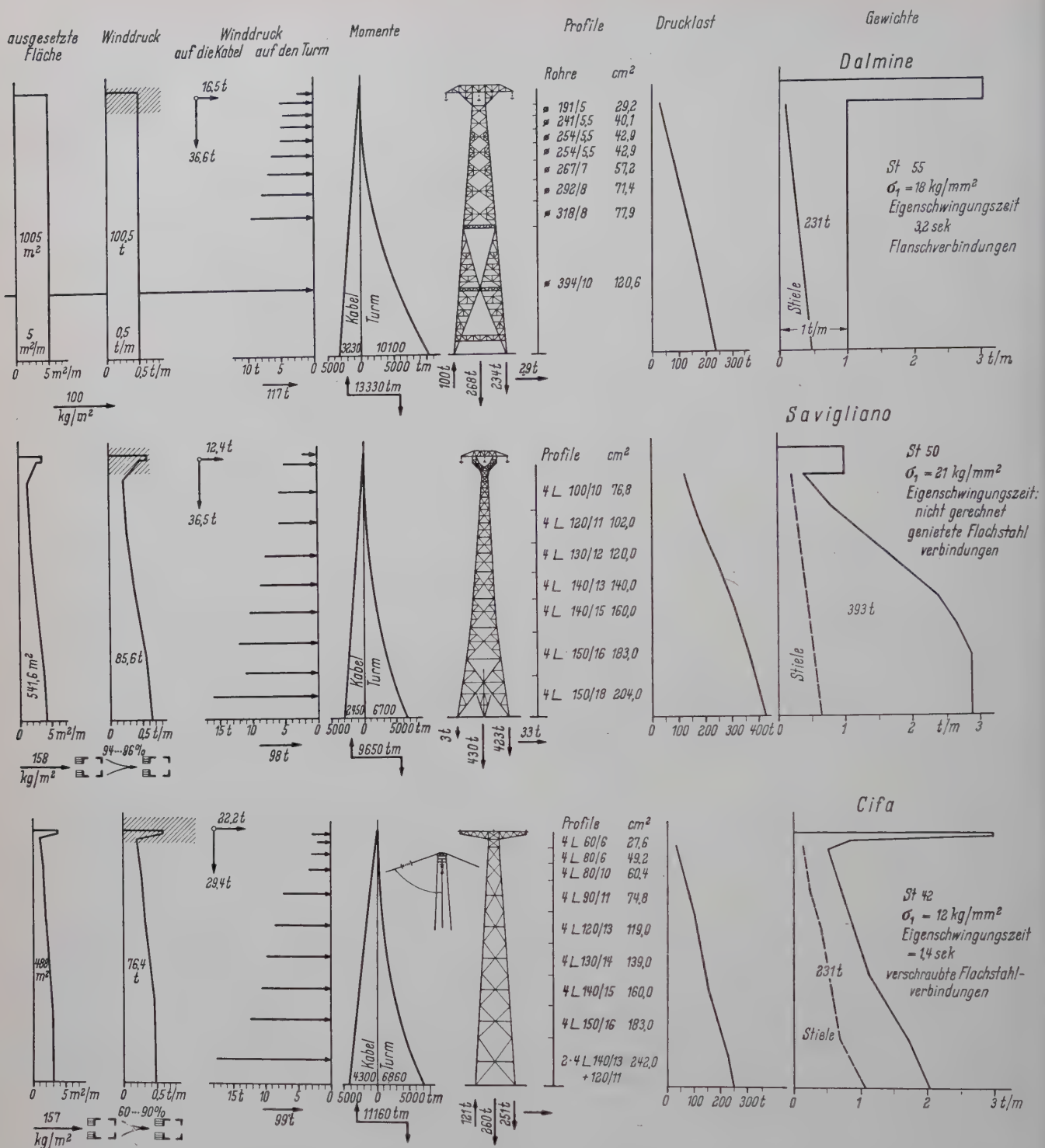


Bild 3a. Eigenschaften und Diagramme zu den in Bild 3 gezeigten Türmen*)

*) Aus den Eigenschaften und Diagrammen zu den in Bild 2 gezeigten Türmen erkennt man die Verschiedenheiten in den Voraussetzungen der 6 Entwerfer.

Ausgesetzte Fläche. Sie wurde nach verschiedenen Methoden errechnet, u. a. schätzte sie Dalmine konstant; auch Winddruck und Auswirkung der Windschatten weichen voneinander ab, wie das darunter stehende Schema zeigt.

Winddruck. In der Tat gleichen sich aber die Verschiedenheiten praktisch aus, so daß die Winddruckdiagramme nicht sehr voneinander abweichen, außer bei Badoni, wo der Einfluß der Feinstruktur sich merken läßt. Das Vektordiagramm zeigt die auf dem Turm wirkenden Kräfte; die Unterschiede bei den Kabeln rühren von verschiedener Schätzung des Widerstandsbeiwertes und des Einflusses der Aufhängearnituren her.

Momente. Die von den Seilen hervorgerufenen Momente sind getrennt angegeben, um zu zeigen, daß sie im Gegensatz zu den normalen Freileitungsmasten nicht überwiegen. Unter dem Schema des Turmes sind die vom Turm zum Fundament ausgeübten Kräfte angetragen, und zwar Zug eines Fußes, Totalgewicht,

Druck eines Fußes und Schub eines Fußes, außer Badoni, wo wegen der vielen Füße nur das Totalgewicht angegeben ist.

Stiele. Es werden die Gurtstähle der Stiele und der Gesamtquerschnitt eines Stieles angegeben, sowie die Drucklast in einem gedrückten Stiel. Bei Badoni sind statt der Drucklast die Eigenschaften der Streben wegen ihrer Mitwirkung gegenüber den senkrechten Lasten angegeben. Bei Terni sind die äußeren Rohrstiele angegeben; da sich der innere Turm an den äußeren anlehnt, wächst die betreffende Drucklast von der Verkrümmung herab nur durch das Eigengewicht. Bei Savigliano ist die Drucklast besonders stark, weil nur einer der drei Stiele auf Druck reagiert. Bei SAE reagiert auf Druck nur einer der Stiele des oberen Teiles; im unteren Teil verdoppeln sich die Stiele. Sie wirken je nach Windrichtung als Stiele, andere als Streben.

Gewichte. Im Diagramm sind die Gewichte der wichtigsten Teile herausgehoben. Ferner sind noch Stahltyp, zulässige Spannung, Eigenschwingungszeit und Verbindungsart der Strukturelemente angegeben.



Die Aufforderung, einen zweiten Entwurf auszuarbeiten, wurde auf die Entwerfer der drei interessantesten Lösungen beschränkt, von denen die außergewöhnlichste in Bild 9 gezeigt ist. Die Kon-

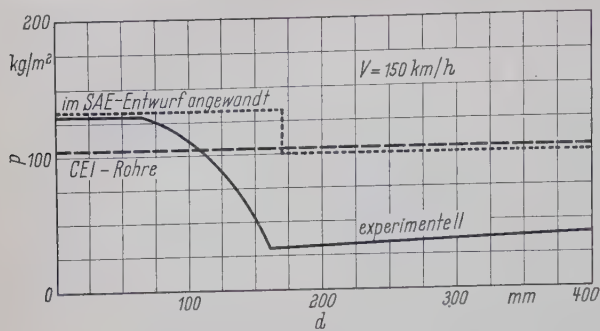


Bild 4. Winddruck auf ein Rohr in Funktion des Durchmessers bei einer Windgeschwindigkeit von 150 km/h, verglichen mit dem für 150 km/h von den italienischen Normen (CEI) vorgeschriebenen Druck

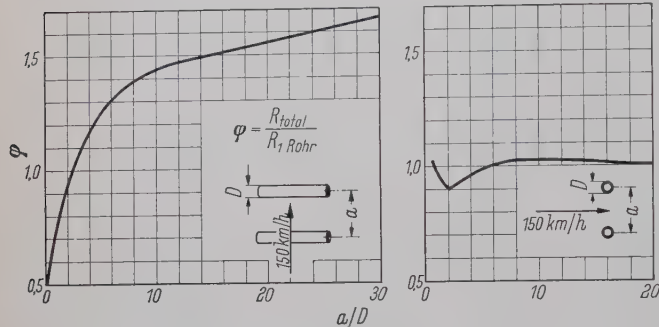


Bild 5. Gegenseitige Beeinflussung der Rohre unter Wind

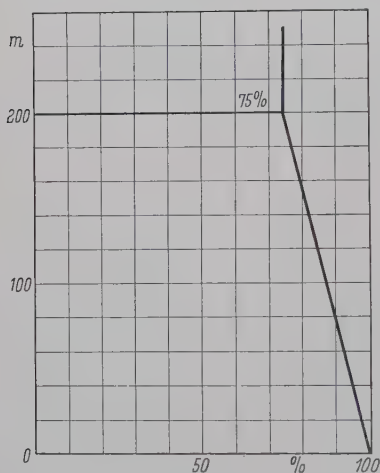


Bild 6. Ermäßigung der zugelassenen Spannung wegen der 2. Oberschwingung

struktur des ersten Entwurfes, welche schon anderswo Anwendung gefunden hat, besteht aus einem hohen inneren Prisma, welches sich in ein niedrigeres, breites eingliedert. Die Verjüngung der Konstruktion ist nur durch Verringerung der Wanddicke der Rohre erreicht. Da mit zunehmender Höhe das Verhältnis zwischen Rohrdurchmesser und Wanddicke größer wird, sind hier die Versteifungsringe in den Rohren dichter angeordnet. Beim Eingang in das breite Prisma überträgt das hohe Prisma die bis dorthin aufgenommenen horizontalen Lasten, aber nicht vollständig, wie es vom Verschwinden sämtlicher Streben des hohen Prismas zu erwarten wäre und wie aus Bild 3b erscheint, sondern es entlastet sich unter der Verkrugung stufenweise durch die Biegesteifigkeit der Rohre und durch deren steife Verbindungen mit den Streben des breiten Prismas.

Mit der durch das Verschwinden der Streben erreichten Aufhebung der Steifigkeit des unteren Teiles des inneren Prismas, welche aber zum Teil durch die Verbindung mit dem äußeren Prisma wiederhergestellt wird, hat der Entwerfer den besten Steifigkeitsgrad für das Schwingungssystem erzielen wollen. Die Streben des unteren Prismas erweitern sich so, daß die Stiele des oberen Prismas durch sie laufen können; sie sind aber an diesen

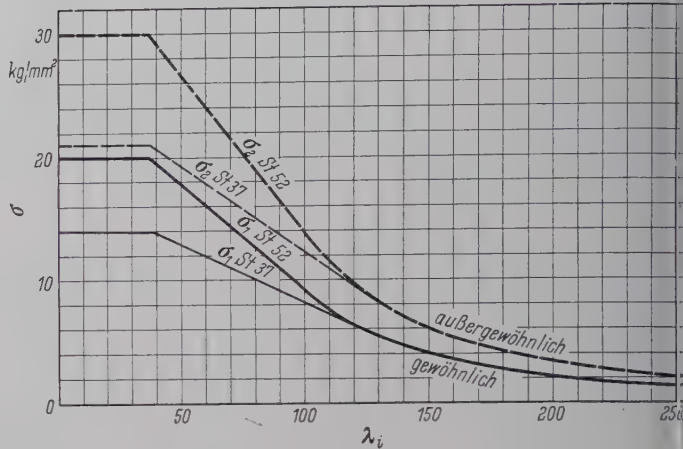
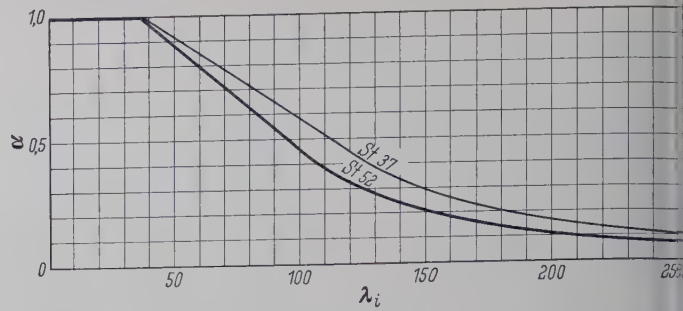


Bild 7. Knickzahlen und zugelassene Spannungen

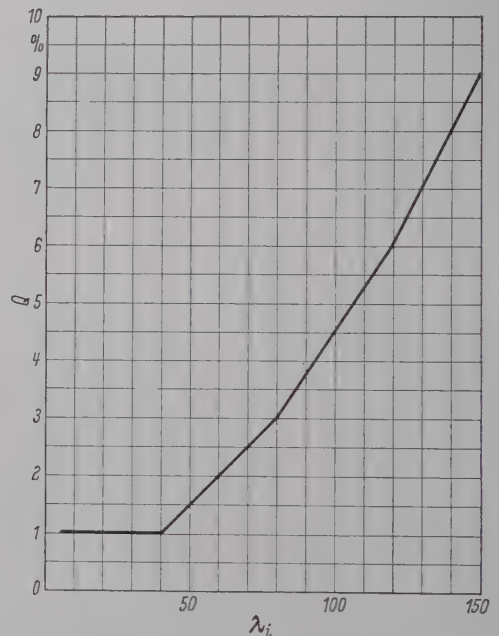


Bild 8. Für die Berechnung der sekundären Glieder anzunehmende Schublast in Prozent der axialen zugelassenen Knicklast als Funktion des Schlankheitsgrades

Knotenpunkten nicht frei, sondern steif befestigt (Bild 10). Das alte Problem des Anbringens eines Kopfes auf einer dreieckigen Konstruktion ist hier mutig durch das Auflegen des Kopfes direkt auf zwei Stiele gelöst worden.

In der Verarbeitung des neuen Entwurfes (Bild 11) sind infolge des Urteils gegen die Rohre die Rohrstiele durch viereckige Profile ersetzt worden. Außerdem ist die dreieckige Form zugunsten der quadratischen aufgegeben worden, die, obwohl sie der dreieckigen gegenüber einige Zweifel über die Verteilung der Lasten in den Stielen bestehen läßt, mehrere praktische Vorteile bietet, sowohl für die Lage des Kopfes wie auch für die allgemeine Form der Konstruktion. Die steife Verbindung der inneren Stiele mit der Kreuzung der Streben des äußeren Prismas ist durch innere horizontale Versteifungsrahmen erhöht. Das theoretische Gewicht der Konstruktion beträgt 330 Tonnen.

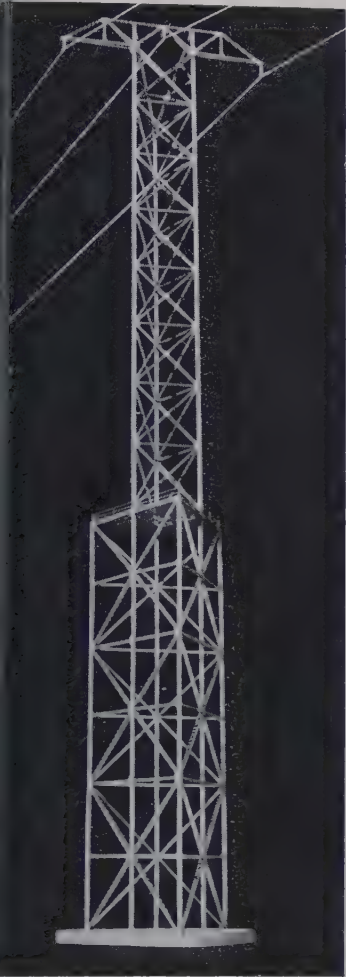


Bild 9. Erster Terni-Entwurf

2.2 Feingegliederte Struktur

Die als BADONI-Entwurf im Bild 12 dargestellte Konstruktion befindet sich am anderen Ende der Strukturskala, da sie mit ihrer sehr fein zerteilten und homogenen Gliederung beinahe als eine kontinuierliche Konstruktion angesehen werden darf, so wie sie auch in der Rechnung behandelt wird. Der Schaft des Turmes besteht aus zwei virtuellen, 1 m voneinander entfernten, sehr dicht miteinander verbundenen Flächen, welche zusammen eine 1 m dicke Rinde bilden. Die Neigung der Diagonalen ist so groß, daß diese zum Trägheitsmoment des Schaftes einen großen Beitrag leisten. In der Tat ist der Querschnitt der Rinde, von oben nach unten schreitend, zu 60 bis 75 % den Stielen und zu 40 bis 25 % den Diagonalen zuzuschreiben. Die Gleichförmigkeit der Struktur und die Feinheit der Gliederung erscheinen als positive Elemente gegenüber den Schwingungsbeanspruchungen. Die zwischen dem unteren und oberen Teil erscheinende Diskontinuität ist nur scheinbar und entspricht nicht einer statischen oder elastischen Diskontinuität. Zuletzt ist zu bemerken, daß die kreisrunde Form sich am besten eignet, außergewöhnlichen Schwingungen zu widerstehen.

Diese Konstruktion stellt eine Anwendung der im Flugzeugbau üblichen geodätischen Struktur in großem Maßstab dar, in welcher sich die Elemente in geodätischen, in Richtung der Hauptspannungen verlaufenden Kurven befinden. Die hier nicht vorhandene Schale wird durch die Dicke der Rinde ersetzt. Obwohl die Konstruktion vielfach statisch unbestimmt ist, darf doch die Verteilung der

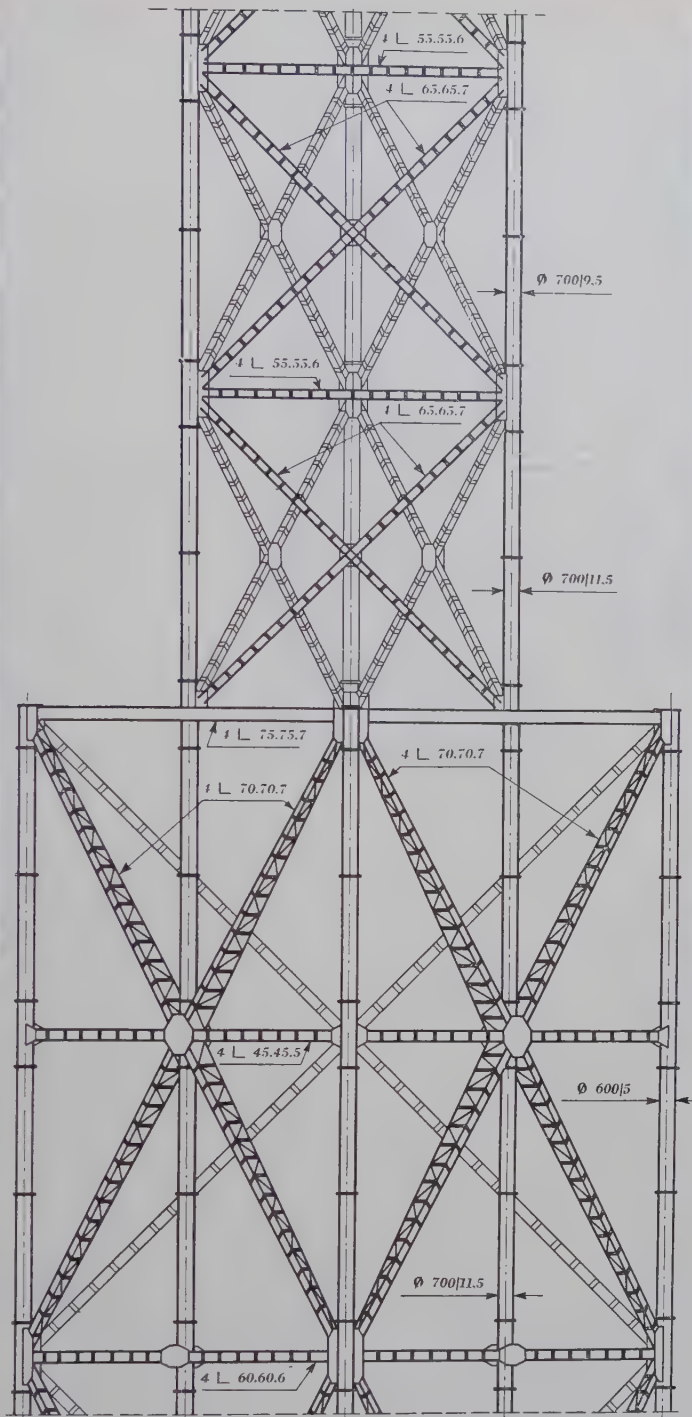


Bild 10. Verkrägung des 1. Terni-Entwurfes

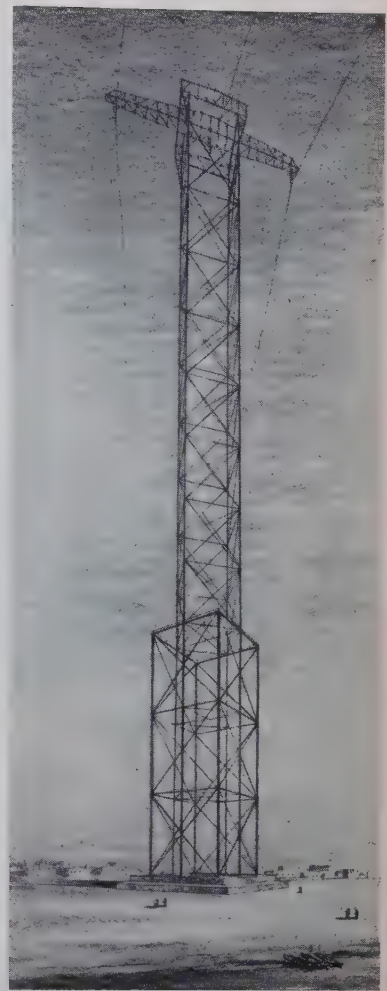


Bild 11. Zweiter Terni-Entwurf

statischen und dynamischen Kräfte als absolut sicher angesehen werden, auch ohne die Schlaueit des Materials in Anspruch zu nehmen.

In der zweiten Bearbeitung des Entwurfes, Bild 13, sind die Verbindung zwischen Kopf und Schaft verbessert und die durch Flachstahl verstärkten U-Profile der 24 und 12 Stiele mit durch Abkanten und Schweißung von Flachstahl erhaltenen Spezialprofilen ersetzt worden, wodurch man eine passendere Befestigung der aus Winkelprofilen bestehenden Streben erreichte und die meisten in der vorherigen Lösung be-

nötigten Hilfsleisten überflüssig machte. Das theoretische Gewicht der Konstruktion beträgt 290 Tonnen.

2.3 Pyramidale Struktur

Von den pyramidalen Konstruktionen wurde die des SAE-Entwurfes vorgezogen, deren Eleganz und Leichtigkeit einer gewissen Großzügigkeit in der Schätzung der angebrachten Lasten entsprach (Bild 3b). Die neue Bearbeitung des SAE-Entwurfes ist nicht auf die Umwandlung des alten Projektes auf Profilstahl beschränkt worden, sondern man hat diesen Entwurf von zwei Varianten begleitet (Bild 14), von denen eine für zwei Stromkreise vorgesehen ist: Mit der Beschränkung der Montage auf die 4 unteren Seile (3 im Dienst und 1 Seil abwechselnd in Unterhaltung) hätte man zunächst die Möglichkeit gehabt, das Verhalten des Turmes unter verringerter Last zu beobachten, ehe man, wenn sich in Zukunft die Notwendigkeit ergeben sollte, mit dem Anbau der oberen zwei Ausleger den zweiten Stromkreis ergänzte.

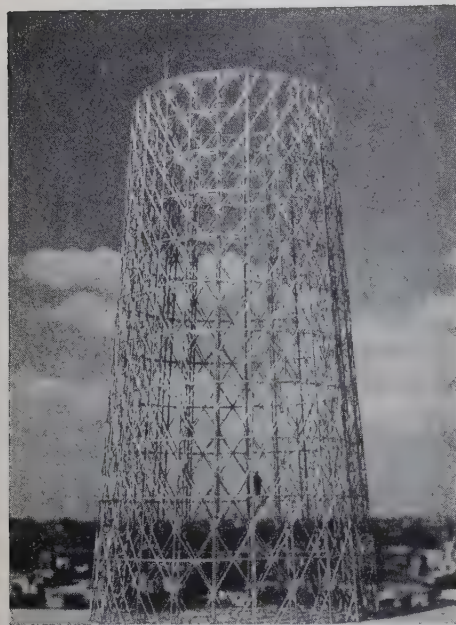


Bild 12. Erster Badoni-Entwurf



Diese Variante erregte besonderes Interesse, da sie nur 315 Tonnen wog. Der Schaft des Turmes ist durch die Anwendung von Rundstahlstreben gekennzeichnet, welche nur für Zugbeanspruchung berechnet sind. Jeder Stiel besteht aus vier Gurtelementen, deren Querschnitt durch Zusammenschweißen mehrerer Winkelstähle erhalten wird. Der Schaft ist so gedreht, daß die Stiele in den Haupttrichtungen liegen. Mit dieser Stellung über Eck trennt man die Aufgaben der zwei Stielpaare: das eine Paar muß den Seitenwind auf Kabel und Turm mit der zugelassenen Spannung σ_1 , Bild 7, aufnehmen, das andere Paar den Längswind, welcher keinen Druck auf die Kabel ausübt, sowie den vorgeschriebenen Zug von 25 t auf einen beliebigen Leiteraushängpunkt mit der zugelassenen Spannung σ_2 , die im Durchschnitt 50 Prozent höher liegt als σ_1 . Diese Trennung ermöglicht es, die Querschnitte des Stielpaares in Spannrichtung durchschnittlich 70 Prozent von denen quer dazu zu halten. In Höhe der zwei Auslegerpaare hat der Schaft 2 Versteifungsrahmen. Im übrigen Teil des Schaftes gibt es nur eine Versteifung durch ein Kreuz von Zugelementen in Höhe des Stielsknickes.

2.4 Endgültiger Entwurf

Jedem der drei Entwürfe der zweiten Runde wurde die Fähigkeit zuerkannt, das gegebene Problem zu lösen, so daß bei dem Vergleich praktisch nur der wirtschaftliche Faktor maßgebend blieb. Der billigste Entwurf war der SAE-Entwurf für einfachen Stromkreis. Es wurde jedoch die Variante für zwei Stromkreise vorgezogen in Anbetracht des geringen Kostenunterschiedes und des bedeutend größeren Sicherheitsfaktors für die ganze Zeit des 4-Seilebetriebes. Der Entwurf wurde in der in Bild 15 beschriebenen Form der italienischen Behörde vorgelegt, von welcher einige Abänderungen verlangt wurden. Es wurde als ratsamer betrachtet, anstatt des 8. Grades der Mercalliskala den 10. zu berücksichtigen und zu fordern, daß bei den entsprechenden Beschleunigungen mindestens fünf Synchroschwingungen festigkeitsmäßig ertragen werden sollen.

Die neuen Bedingungen erforderten eine erhebliche Verstärkung, also Gewichtszunahme. Es wurde nötig, durch einen zweiten Knick in den Stielen die Fußbasis zu erweitern, so daß die Diagonallänge von 40 auf 50 m wuchs. Nach dieser Abänderung erschien es zweckmäßig, den unteren Teil des Schaftes unterhalb des letzten Knickes in vier Beine zu gliedern. Zuletzt beschloß man, den Biege widerstand in den zwei Haupttrichtungen gleichzumachen, indem man für die vier Stiele die gleichen Profile vorsah, die Zugglieder durch normale Fachwerkglieder zu ersetzen und die Rahmen an den Knicken der Stiele zu verstärken. In Bild 16 ist die endgültige Form des Turmes gezeigt, dessen Gewicht nach diesen Abänderungen 500 Tonnen erreicht. Um die Eigenschwingungszeit des Turmes innerhalb der vorgeschriebenen Grenzen zu halten, mußte man die oberen Ausleger auch für den 4-Seilbetrieb vorsehen.

3. Statische Berechnung

Als Regellastfall hat man angenommen, daß der Wind in Querrichtung bläst und auf die Konstruktion einen von der Basis bis zur Spitze konstanten Druck von 130 kg/m^2 ausübt. Als Ausnahme-lastfall wurde angesetzt, daß derselbe Wind in Spannrichtung auf den Turm bläst, also auf die Seile keinen Druck ausübt, daß aber gleichzeitig der außergewöhnliche Zug von 25 t auf einen der 6 Aufhängepunkte ausgeübt wird. In Bild 17 sind die durch den Winddruck auf Seile und Aufhängevorrichtung hervorgerufenen Lasten angegeben.

Die senkrechten von den Leitern und von dem Gewicht der Ausleger verursachten Lasten werden von dem Stielpaar in Längsrichtung aufgenommen, die dort von den horizontalen Lasten wenig beansprucht werden. Man hat angenommen, daß die senkrechten Lasten bis zu einer Höhe von 200 m nur auf den Längsstielen ruhen, daß sie von der Höhe 189,75 ab um ein Viertel auf die Querstiele übergegangen sind und daß sie nach der dritten Teilstrecke, in der Höhe 180,50 sich zu je ein Viertel auf die vier Stiele verteilt haben. Der Schaft wurde auch für den Regellastfall: Fehlen eines der oberen Seile untersucht, was im höheren Teil des Schaftes beträchtliche Momente hervorruft. Zugelassene Spannungen, Knickzahlen und

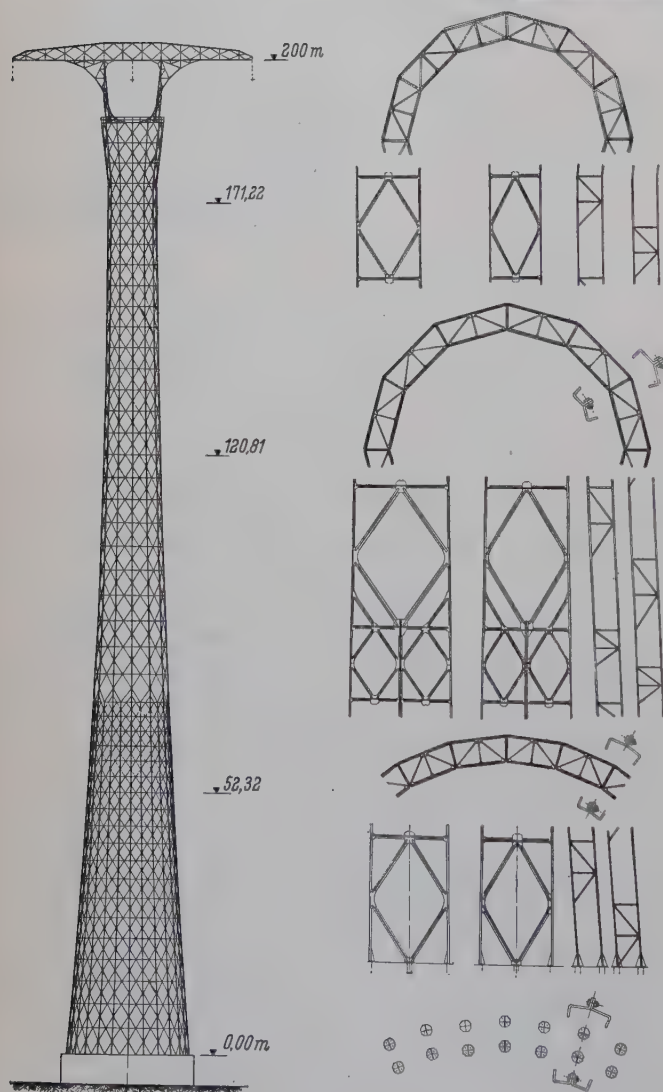


Bild 13. Zweiter Badoni-Entwurf

Berechnungsvorschriften sind in den Bildern 6, 7 und 8 gezeigt. Die Ausleger wurden graphisch untersucht, wie schematisch in Bild 18 dargelegt ist. Der Schaft ist nach der gewöhnlichen Methode mit Hilfe des Ritterschen Schnittes berechnet worden.

4. Dynamische Untersuchung

Die Folgen des Erdbebens und der Windbeschleunigung sind unter den strengsten Bedingungen geprüft worden: einerseits 10. Grad der Mercalliskala, d. h. $a = \frac{1}{4} g \approx 2,5 \text{ m/sec}^2$ und erhebliche Bodenverschiebungen, andererseits synchrone Schwingungen mit Erdbeben oder Wind. Außer der vollkommenen Katastrophe kann man kaum schwierigere Bedingungen für eine solche Untersuchung stellen. Das Problem ist in zwei Richtungen behandelt worden: Einerseits hat man synchrone Schwingungen mit der Beschränkung der Eigenschwingungszeit zu vermeiden versucht, andererseits hat man sich entschlossen, der Gefahr entgegenzusehen, indem man die Anzahl der Perioden, die der Turm bei Resonanz ertragen würde, errechnet hat. Zu dieser Annahme muß man aber hinzufügen, daß Anfangsstoß und regelmäßige und monotone Wiederholung der Schwingung sich gegenseitig wegen ihrer Natur aufheben, wie es auch durch die Praxis bestätigt ist.

Die Grundeigenschwingungszeit wurde nach den vorgeschriebenen Verfahren zu 2,5 sec festgestellt. Eine verbesserte, aber kom-

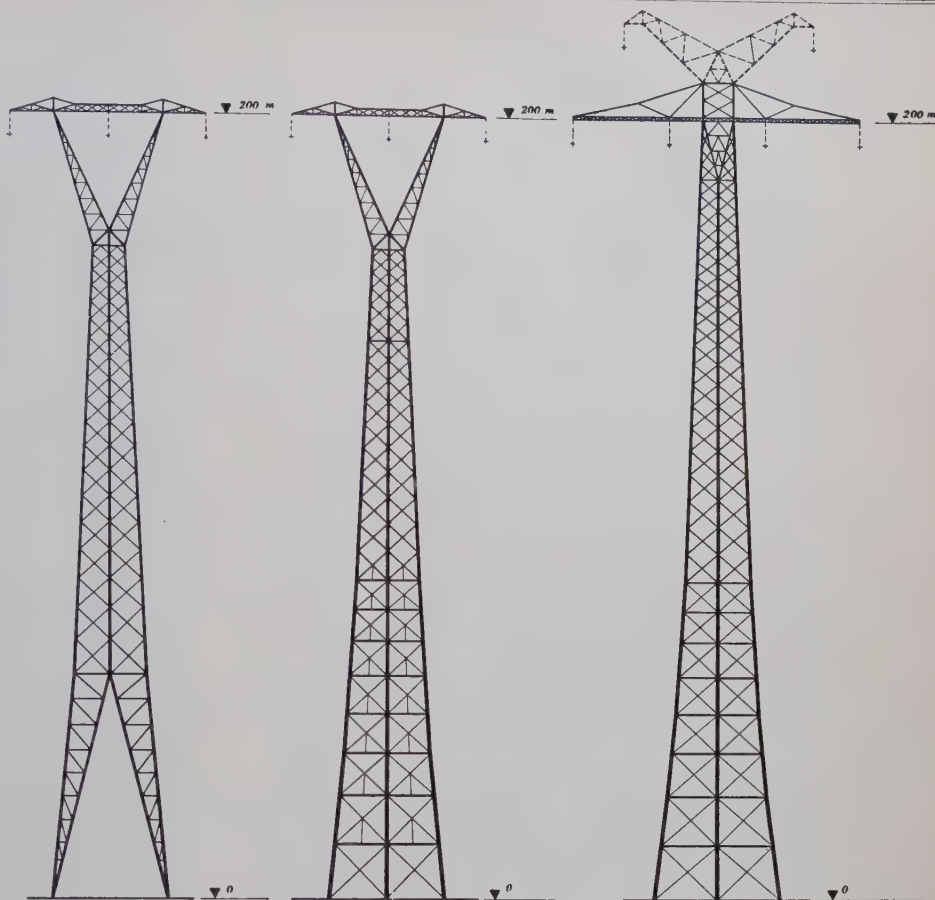


Bild 14. Drei Varianten des 2. SAE-Entwurfes

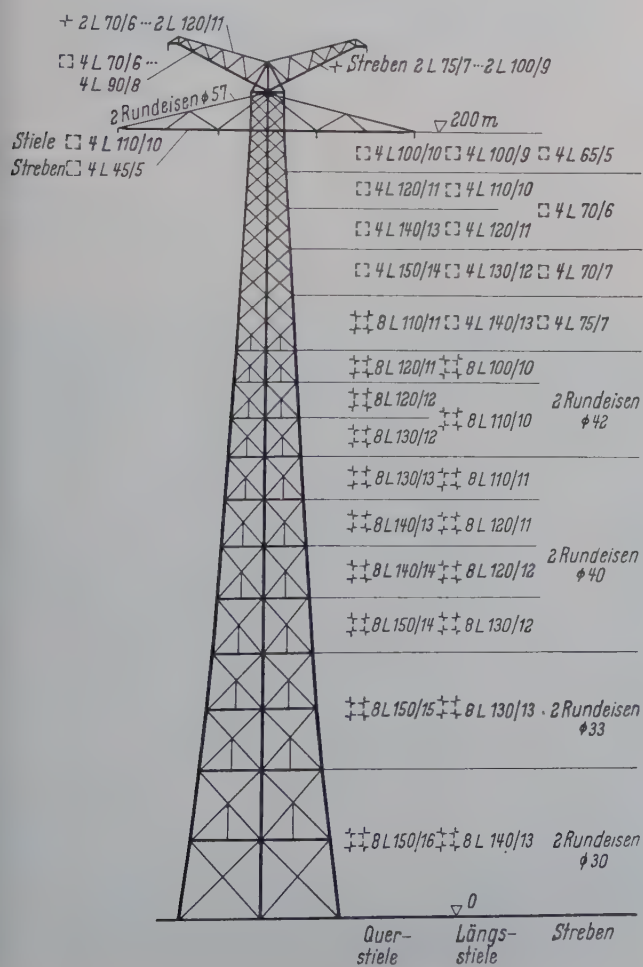


Bild 15. Dritter SAE-Entwurf

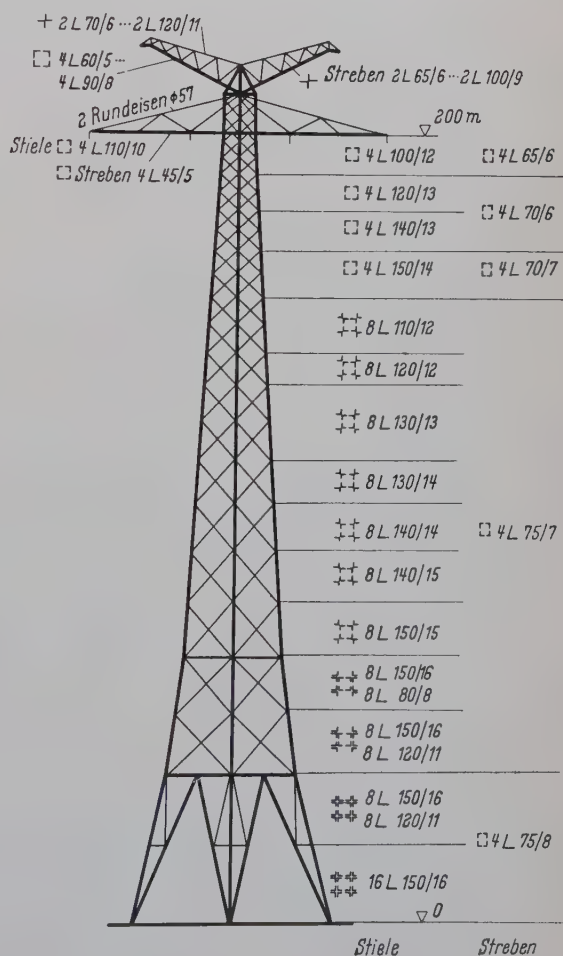


Bild 16. Endgültiger Entwurf

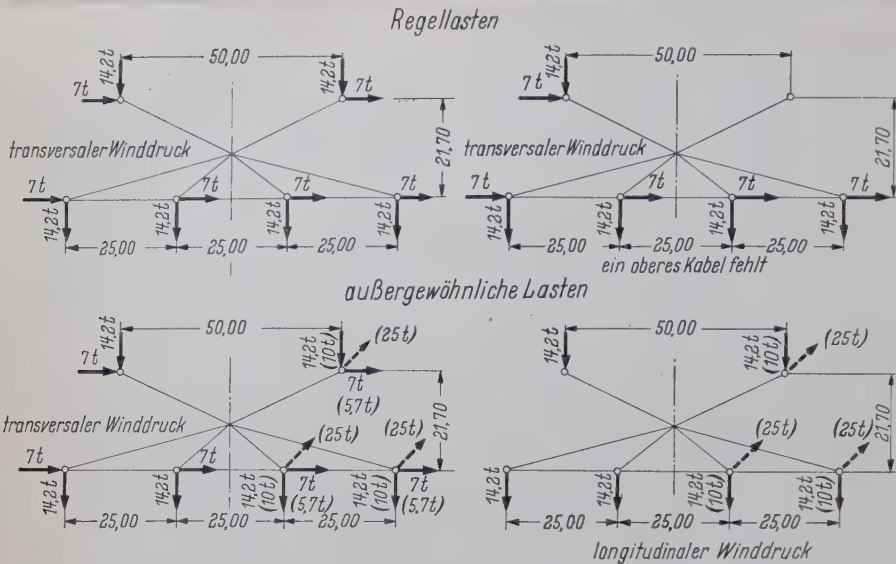


Bild 17. Von den Kabeln auf den Turm übertragene Lasten; die horizontalen gestrichelten Lasten in Spannrichtung (Werte in Klammern) wirken nicht gleichzeitig, sondern in einem beliebigen der angegebenen Punkte, wodurch sich die anderen Lasten auf die in Klammern angegebenen Werte verringern

plexere Rechnung nach dem Hamilton-Prinzip hat zu 2,6 sec geführt. Man hat vorausgesetzt, daß, wie auch experimentell bestätigt wurde, der Stahlurm als starr in das Fundament eingespannt anzusehen ist. Die Errechnung der im Synchronismus ertragbaren Schwingungen hat man wegen der sehr großen Ungewißheit über die Art, in der sich die Wellen in dem Schaft verbreiten und kreuzen können, nach einer vereinfachten Methode vorgenommen, und zwar die zwischen Höhe 50 und Höhe 150 befindlichen Massen auf Höhe 100 konzentriert, die zwischen Höhe 150 und der Spitze des Turmes auf Höhe 200. Den oberen Massen wurden die der Seile nicht hinzugefügt, weil die Pendelaufhängung den entsprechenden Einfluß fast ausschließt. Die Berechnung nach den Gleichungen von Lagrange für die erzwungenen Bewegungen führte dann zu der Schlußfolgerung, daß der Turm 5–6 Synchrone Schwingungen mit Anfangstoß und Beschleunigung von 2,5 m/sec² erträgt, ehe an der Basis das Bruchmoment des Turmes erreicht wird.

Um diese Resultate zu kontrollieren, wurde nach einer experimentellen Bestätigung gesucht. Ein Modell des Turmes im Maßstab

1 : 25 (9 m hoch und 32 kg schwer) wurde auf einer Schwingbank montiert (Bild 19). Das in dem Modell angewandte Material ist das gleiche wie das des Turmes, so daß die Elastizitätsmoduli dieselben sind und alle Größen nach den Koeffizienten der Tafel variieren. Die Gewichte erscheinen nicht in der Tafel; sie haben bei diesem Vorgang keine Auswirkung, da die Untersuchung ausschließlich dynamisch vorgenommen wurde. Durch die Regelung der Motorgeschwindigkeit und der drehbaren exzentrischen Scheibe ist es möglich gewesen, Frequenz, Amplitude und Dauer der der Schwingbank zugeführten Schwingungen zu regeln. Es war nicht leicht, die Anfangsphase des Stoßes festzustellen, aber dieses ist schließlich als unwichtig betrachtet worden, da das Versagen des Turmes sicherlich von den letzten Schwingungen verursacht wird. Die Eigenschwingungszeit des Turmes hätte im Modell von 2,6 zu 0,104 sec sinken sollen und folglich hätten fünf Stöße nicht mehr als 0,5 sec im ganzen erfordert.

Tafel 1. Werte für die Modellprobe

Elastizitätsmodul	—	1
Längen	$\frac{l}{l'} = \lambda$	25
Flächen	$\frac{l^2}{l'^2} = \lambda^2$	625
Massen und Volumina	$\frac{l^3}{l'^3} = \lambda^3$	15,625
Zeiten	$\frac{t}{t'} = \lambda$	25
Spannungen	$\frac{m \cdot l^{-1} \cdot t^{-2}}{m' \cdot l'^{-1} \cdot t'^{-2}}$	1
Geschwindigkeiten	$\frac{l \cdot t^{-1}}{l' \cdot t'^{-1}}$	1
Beschleunigungen	$\frac{l \cdot t^{-2}}{l' \cdot t'^{-2}}$	$\frac{1}{25}$
Kräfte	$\frac{m \cdot l \cdot t^{-2}}{m' \cdot l' \cdot t'^{-2}}$	625

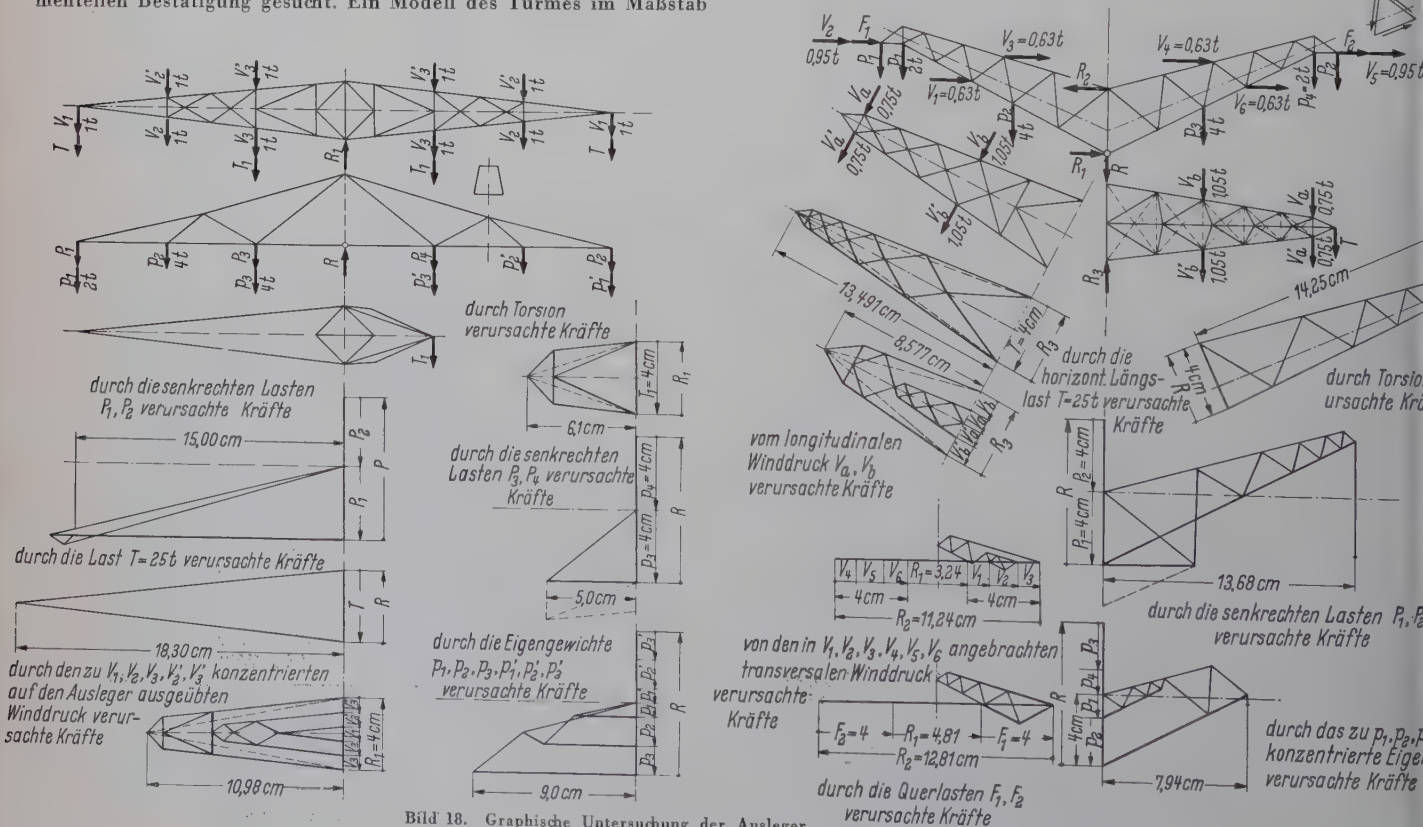


Bild 18. Graphische Untersuchung der Ausleger

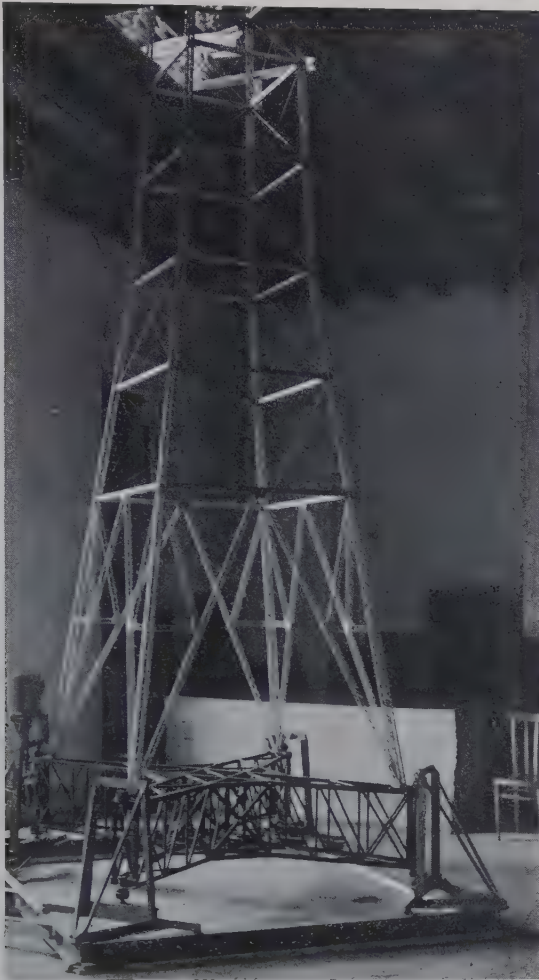


Bild 19.

Schwingtafel für die dynamische Untersuchung des Modells

Einen Unterschied hat man in der Auswirkung der Dämpfung vorgesehen; da die Konstruktion des Modelles vollständig gelötet war, mußte man für das Modell den Coulombschen Anteil der Dämpfung ausschließen, d. h. dem Turm mit den vielen Schrauben und Schweißstellen eine bedeutend größere Dämpfung zusprechen.

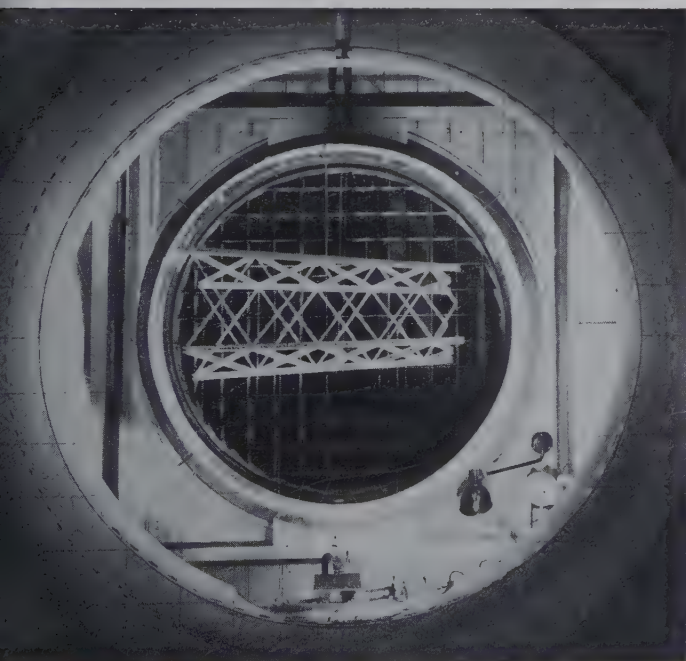


Bild 20. Windkanal-Untersuchung

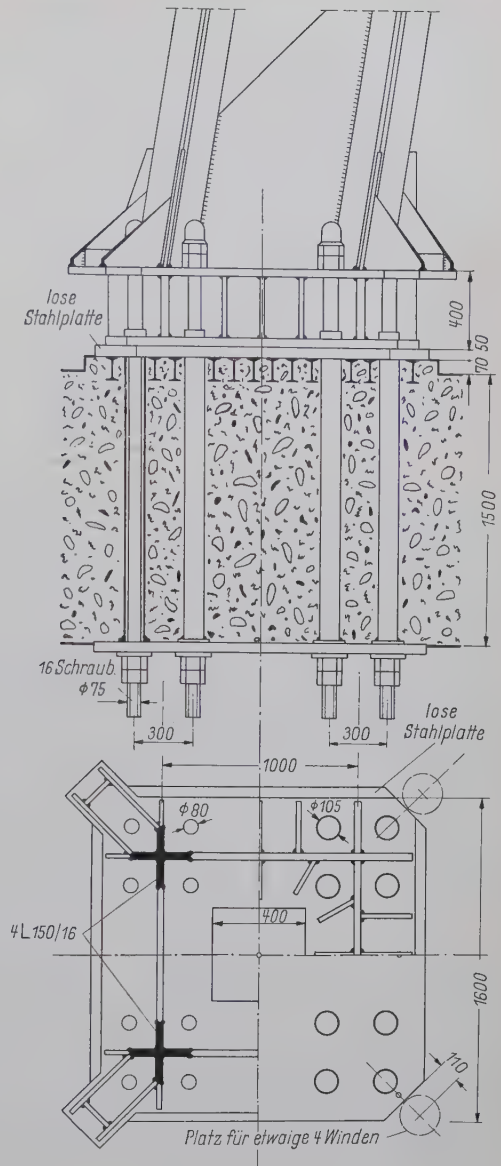


Bild 21. Befestigung des Turmfußes im Fundament; unter den vier Konsolen können Öldruckpressen angebracht werden, um durch Erdbeben verursachte Bewegungen des Fundamentes in der Höhe der Turmfüße zu korrigieren

Das Resultat der Untersuchung war überraschend, da trotz der Steifheit des Modelles seine Dämpfung ausreichte, um die Schwingungswerte auf die vorgesehenen Grenzen zu beschränken; die Untersuchung wurde nach etwa 20 Sekunden abgebrochen, da das Modell nicht versagte. Nach diesen günstigen Resultaten konnte man die sorgenvolle Phase der seismischen Untersuchungen als abgeschlossen betrachten; denn wenn man auch vermuten muß, daß die gelöteten Knotenpunkte sich als durchaus plastisch verhalten haben, ist ihre Dämpfung sicherlich kleiner als die der wirklichen Knotenpunkte.

Durch Versuche mit dem Modell im Windkanal (Bild 20) wurde die praktische Übereinstimmung mit der Rechnung bestätigt.

5. Montage

Die ganze Konstruktion der Türme wurde im Werk abschnittsweise montiert, so daß die Verbindung aller Elemente vor ihrer Absendung zur Baustelle überprüft wurde. Die erste Arbeit auf der Baustelle war die Herstellung der vier Stützflächen; die Füße ruhen nicht direkt auf dem Fundamentkörper, sondern über einem durch I-Eisen verstärkten Betonbett (Bild 21).

Die Zusammensetzung der vier voneinander entfernten Beine war mit der klassischen Methode des Derriks nicht leicht. Es bestand auch die Schwierigkeit, den sehr schweren Fuß in die richtige

Lage zu bringen, ohne daß die Stützfläche zu starke tangentialen Lasten auszuhalten hätte. Mit zwei 45 m hohen und miteinander parallel verbundenen Auslegern wurde ein gelenkig gelagertes, nach den verschiedenen Richtungen abgespanntes Portal aufgestellt. Jeder einzelne Stiel wurde zuerst auf geeigneter Unterlage zusammengesetzt; an der Fußseite ist ein in bestimmter Entfernung von der Stützfläche an dem Fundamentkörper verankertes Kniegelenk angebracht worden. Das obere Ende des Stieles wurde dann durch das bewegliche Portal gehoben (Bild 22) und als die Neigung des Stieles einen gewissen Wert überschritt, öffnete sich das Knie von selbst (Bild 23) und der Fuß wurde in die genaue und korrekte Lage zur Stützfläche gebracht.

Nachdem der Fuß mit den 16 3"-Ankern an dem Fundament befestigt war, blieben die Stiele in der Luft freischwebend. Einer der Portalstiele wurde dann als aufgestützter Derrik für die Zusammensetzung der anderen Glieder der vier Beine verwendet (Bild 24). Dann wurde der Schaft nach der Methode des schwebenden Derriks weiter montiert (Bild 25). Für diese Operation waren drei Monate für beide Türme nötig.

Um die Ausleger zu heben, wurden auf Höhe 180 zwei Stützungen für die zwei 45 m langen Derriks eingerichtet und auf der Spitze des Turmes wurde ein starker Querbalken zur Verankerung der Hauptspannseile der Derriks angebracht. Durch die parallel wirkenden Derriks, Bild 26, hob man zuerst den oberen Ausleger einer Seite und danach die innere Hälfte des unteren Auslegers. Dann wurden die zwei Derriks um 180° gedreht, um auf der anderen Seite das Heben des oberen Auslegers und des inneren Teiles des unteren zu wiederholen. Danach wurden Derriks und Zubehör abmontiert und die äußeren Spitzen der unteren Ausleger direkt durch die oberen Ausleger gehoben, die hierdurch auf ihre Arbeitslast geprüft wurden. Das in Bild 26 gezeigte Aufheben der Ausleger und die Instandsetzung des ganzen Zubehörs der Türme hat etwa vier Wochen pro Turm gedauert mit durchschnittlich 20 Arbeitern. Während dieser Vorgänge wurden die Derriks vom Boden aus durch Benzinmotorwinden betrieben. Mit dem Fortgang der Montage wurden auch die Treppen und das andere Zubehör angebracht.

6. Ausrüstung des Turmes

6.1 Zubehör

Das wichtigste Zubehör ist die Diensttreppe, die mit 1114 Stufen von dem Fundament bis zur Spitze der zwei oberen Ausleger führt (Bild 26 und 27). Eine normal trainierte Person kann in 20 bis 25 Minuten hinaufsteigen und in 15 bis 20 Minuten wieder hinuntersteigen, die Monteure waren jedoch während der Arbeit in 8 bis 10 Minuten oben und in 5 bis 6 Minuten wieder unten. Die ersten 995 Stufen können durch einen Fahrstuhl überwunden werden. Auf den vier Auslegern sind bequeme Laufstege montiert, von denen man jeden Punkt der Auslegerkonstruktion erreichen kann. Der zentrale Teil des unteren Auslegers ist auf einer Fläche von 110 qm mit einem Fußboden belegt worden, so daß ein weiter Manöverierraum entstand, welcher in den verschiedenen Phasen des Seilverlegens nützlich gewesen ist. In der Mitte dieses Raumes ist eine 7-t-Winde eingebaut, welche zwei von einem gemeinsamen Motor betriebene Trommeln, je mit 250 m Kabel, besitzt, mit welcher die schwersten Gewichte, z. B. die Aufhängegarnituren gehoben und einige wichtige Operationen beim Seilverlegen ausgeführt wurden. Unter jedem Ausleger ist eine Hängestiege angelegt (Bild 28), mit Hilfe derer man direkt auf eine um den Aufhängebügel gelegene Plattform steigen kann.

Der Turm hat zur allgemeinen Versorgung ein Stromkabel, das am Fahrstuhlstiel entlang angelegt ist und an jeder Plattform der Diensttreppe eine Abzweigstelle besitzt. Der Turm ist nach den ICAO-Normen in weißen und orangeroten Streifen gefärbt und hat alle 45 m zwei Paar rote Warnlichter an zwei gegenüberliegenden Eckstielen, die auf Antrag der Marine von unten abgeschirmt sind, um zu vermeiden, daß sie von den Schiffsleuten mit roten Signalen verwechselt werden könnten. Auf der Spitze einer der oberen Ausleger ist ein besonderes rotierendes Leuchtfeuer angebracht, welches unter der Horizontalen gelbes und über der Horizontalen grünes Licht strahlt. Außerdem hat der Turm mehrere Angriffspunkte für Scheiben, Haken und anderem Zubehör, das für Montage und Seilverlegen nötig gewesen ist.

6.2 Fahrstuhl

Der Einbau eines vertikalen Fahrstuhls, der bis 200 m Höhe reichte, hätte die Errichtung eines zweiten Turmes im Innern des Turmes erfordert. Diese Schwierigkeit wurde durch den Verzicht auf die Vertikalität der Kabinenbewegung überwunden, indem man den Fahrstuhl an einem Eckstiel entlangführte unter Inkaufnahme der veränderlichen Neigung (Bild 29). Der Fahrstuhl entspricht allen Anforderungen der Vorschrift mit Ausnahme derjenigen, die mit der Nichtvertikalität der Kabinenführung unverträglich sind.

Die Geleise der Kabine und des Gegengewichtes bestehen aus einem Paar NP 22 I-Profilen. Zwischen den äußeren Flanschen laufen die zwei Paare konischer Räder der Kabine, während die zwei Räderpaare des Gegengewichtes zwischen den inneren Flanschen laufen (Bild 30). Der zwischen den Profilen bestehende Raum ist durch eine Blechverkleidung geschlossen, in deren frontalen Schlitz das Aufhängesystem der Kabine hineinragt. In dieser kleinen Röhre Querschnitt 32×55 cm, laufen das Gegengewicht mit seinen Aufhängevorrichtungen und seinen Rädern, die Aufhänge- und Sicherheitsvorrichtungen der Kabine und die vier Scheiben, auf welchen bei den Gleisknicken die zwei Paar Aufhängegeseile ruhen. So sind alle Seile, in einer nur durch einen Schlitz geöffneten Röhre laufend, nicht dem Winddruck ausgesetzt.

Mit der Geschwindigkeit von 35 cm pro Sekunde wird die ganze Strecke in etwa 9 Minuten zurückgelegt. Im Katastrophenfall werden die Sicherheitskeile durch das Sicherheitssystem zwischen Rad und Gleisflansch gestoßen, während gleichzeitig der Stromkreis unterbrochen wird. Das Sicherheitssystem wird durch außergewöhnliche Geschwindigkeit, durch Fehlen des Zuges der Aufhängekabel und durch außergewöhnliche Verlängerung eines der Kabel ausgelöst. Das Dach der Kabine, vom Innern erreichbar, ist mit einem Geländer ausgerüstet, so daß man von ihm die Instandhaltung der Gleise und der ganzen Apparatur überwachen kann.

7. Fundamente

Bei den Fundamenten hat man, wie bei den Türmen selbst, ebenfalls erst eine große Zahl von Versuchslösungen studiert. Das endgültige Fundament besteht aus einem schachtelartigen Kreuz (50 \times 50 m s. Bild 22), auf dessen Enden die vier Füße des Turmes ruhen. Auf der Festlandküste ruht dieses Kreuz direkt auf dem felsigen Boden, auf der sizilianischen Küste ruhen seine vier Spitzen auf vier unter Wasser im Sande eingegrabenen Caissons, welche bis in eine Tiefe von 18 m reichen.

8. Statische und dynamische Untersuchungen am fertigen Bauwerk

Eine erste Serie von statischen Untersuchungen wurde auf dem Kopf des Turmes ausgeführt. In der Prüfanlage des Herstellers wurde er vormontiert und auf die normalen und außergewöhnlichen Lasten hin geprüft.

Um das Verhalten der verschiedenen Glieder zu untersuchen wurde entschieden, eine dynamische Prüfung an der ganzen Konstruktion durchzuführen. Auf einem der oberen freien Ausleger des sizilianischen Turmes wurde ein Schlitten montiert, auf dem drei Raketenmotoren Platz fanden (Bild 31), von denen jedes einen Druck von 1000 kg für eine Sekunde auszuüben imstande war. Der Schlitten war so ausgebaut, daß er einen, oder zwei, oder drei Motoren halten kann: der Druck wurde auf den Turm durch einen eingespannten Stahllarm übertragen, dessen Biegespannungen mit Dehnungsmeßstreifen gemessen wurden und so das Zeitdiagramm des Druckes lieferten. Auf dem oberen Ausleger wurden zwei anemometrische Pendel aufgestellt, welche durch ihre Neigung den Winddruck in den zwei Hauptrichtungen der Anlage angaben und zwei Seismographen, welche ebenfalls die longitudinalen und transversalen Komponenten der Verrückungen der Turmspitze registrierten. Diese Seismographen, welche eine Eigenperiode von 13 Sekunden hatten, konnten nur die um die Ruhelage des Turmes schwingenden Bewegungen ermitteln, vorausgesetzt, daß sie eine wesentlich niedrigere Periode haben. An den wichtigen Stellen der Konstruktion waren Dehnungsmeßstreifen angebracht worden. Die ganzen Drähte wurden über ein Kabel mit 80 Leitern zu einem Oszillographen geführt, der sich in einem Raum in den Fundamenten befand.

In Bild 32 sind zwei typische Diagramme gezeigt, wie sie von dieser Einrichtung erhalten worden sind. Im unteren kann man den



Bild 22. Aufrihtung der vier Füße

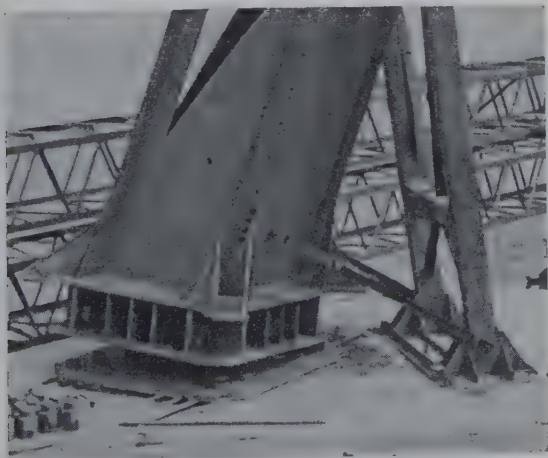


Bild 23. Kniegelenk für die Aufrihtung der Eckstiele



Bild 24. Die vier Füße werden verbunden



Bild 25. Der schwebende Derricks für die Montage des Schaftes



Bild 26. Die zwei Derricks für das Heben der Ausleger, die am Boden bereitliegen

Verlauf einer ziemlich gut gelungenen dynamischen Untersuchung verfolgen. Das Dynamometer zeigt einen mehr als eine Sekunde andauernden, langsam abnehmenden Druck von ungefähr 3 t an. Die Zeitachse beginnt von dem Moment, in dem man die Motoren elektrisch zündete: der Kontakt ist durch eine leichte Störung in den Kurven zu erkennen. Der obere Ausleger erleidet für die Dauer des Druckes eine fast trägheitslose Biegung, zu der sich die Schwingungen überlagern, die durch die Elastizität des Auslegers und des oberen Teiles des Kopfes verursacht wurden (Dehnungsmessung 1). Diese Schwingungen mit einer Eigenperiode von 0,36 Sekunden

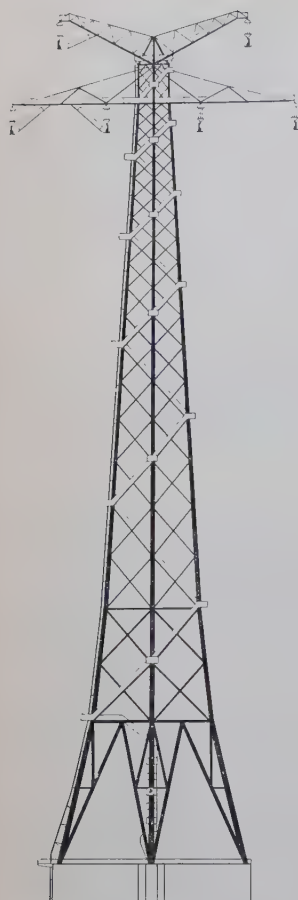


Bild 27. Zubehör des Turmes



Bild 29. Die Bahn des Fahrstuhls

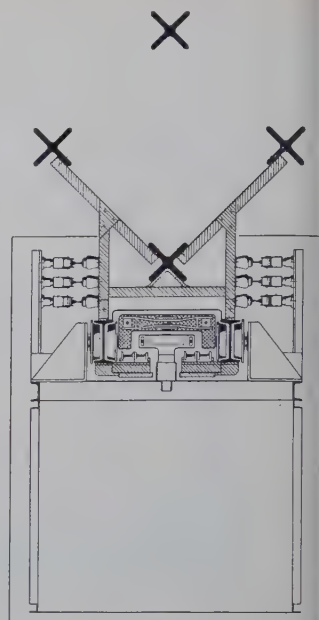


Bild 30. Querschnitt des Fahrstuhls



Bild 28. Der untere Ausleger mit den Aufhängegarmenten; die Hängestiegen sind hochgeklappt. Der Scylla-Felsen im Hintergrund

Bild 31.
Raketennmotoren zur Schwingungsuntersuchung startbereit

klingen ziemlich schnell ab, da der größte Teil der Reaktionskräfte nicht von dem Boden durch den Schaft und von der Masse des Schaftes, sondern durch die erhebliche Masse der anderen drei Ausleger ausgeübt wird, die nach kurzer Zeit auch um die Turm-achse zu schwingen beginnen. Unmittelbar unter den Auslegern (Dehnungsmessung 2) wirkt der Biegestoß auf den Schaft durch die Auslegermassen in schon ziemlich gedämpfter Form. Dieser Biegung überlagern sich noch Schwingungen aus den komplizierten oscillatorischen Bewegungen der vier Ausleger. Die Grundschiwingung des Schaftes unter dem Hauptdruck hat die Schwingungszeit von 2,62 sec (berechnet 2,5 bis 2,6 sec). Wenn man die Registrierung des Meßstreifens 2 mit der des Streifens 3 vergleicht, die 30 m tiefer entnommen worden ist, so beobachtet man, daß die Auswirkung des Stoßes noch ausgeglichener erscheint, daß aber trotz-

dem die Grundschiwingung genau dieselbe Phase hat, während die überlagerten Schwingungen beinahe im Gegentakt laufen und eine ziemlich starke Dämpfung erfahren haben. Die zwei Meßpunkte 2 und 3 haben sich also auf einem um eine halbe Periode verschobenen Schwingungsbauch befunden. Auf der Grundwelle ist kaum die Erscheinung von Oberschwingungen zu beobachten.

Die vom Meßstreifen 3 entnommene Dämpfungskurve hat, wie erwartet, keinen logarithmisch-linearen Verlauf; für die ersten 3 Schwingungen ist der Dämpfungsfaktor durchschnittlich $e^{-0,56}$, während er für die folgenden Schwingungen auf $e^{-0,14}$ sinkt, was das Überwiegen der Coulombschen Dämpfung bei den größeren Schwingungsamplituden bestätigt.

Die Registrierung des Seismographen weist einige Unregelmäßigkeiten auf. Erstens war er bei dieser Prüfung nicht gut zentriert, was von der Trasse des gleichlaufenden Dynamometer-Diagrammes angegeben wird; außerdem hatte das Potentiometer einige Un-

regelmäßigkeiten, die sich sowohl in der Form der Registrierung als auch in Störungen auf den anderen Kurven auswirkten. Man beobachtete, daß auf der Höhe 200, wo der Seismograph eingebaut war, der Turm durch den Raketendruck eine Verschiebung von 74 mm aufwies, die sich bei der Gegenbewegung nach Entlastung auf 123 mm vergrößert hat. Bei der folgenden Periode hat die Schwingungsweite eine weitere Vergrößerung erfahren, so daß der Meßbereich des Instrumentes nicht ausreichte. Von diesem Augenblick an hatte die Registrierung des Seismographen keinen Wert mehr, man konnte aber beobachten, daß das Ende des Meßbereiches in genauem Takt mit den Turmschwingungen erreicht wurde. Die beschriebene fortschreitende Vergrößerung der Schwingungsweite des Turmkopfes hat ihre Ursache darin, daß während des Ausübens des Druckes die Beschleunigung hauptsächlich auf den einen

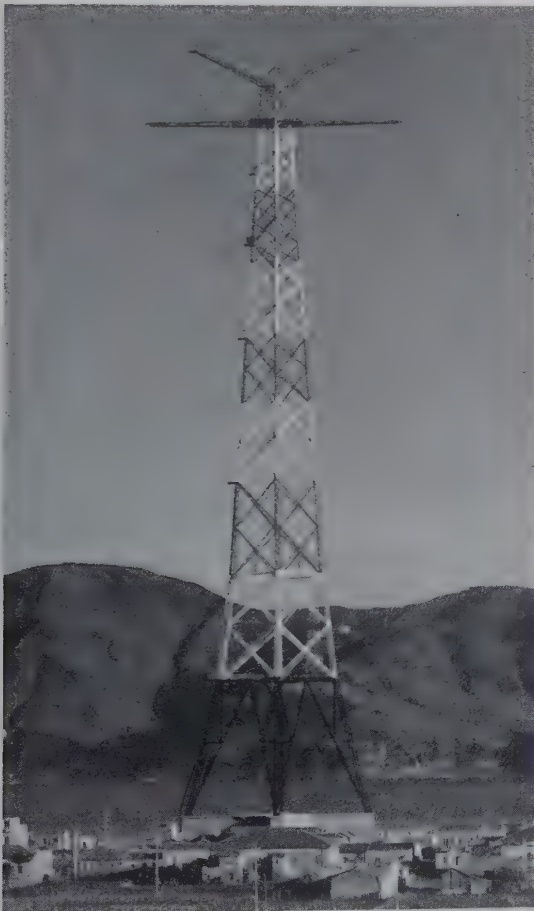
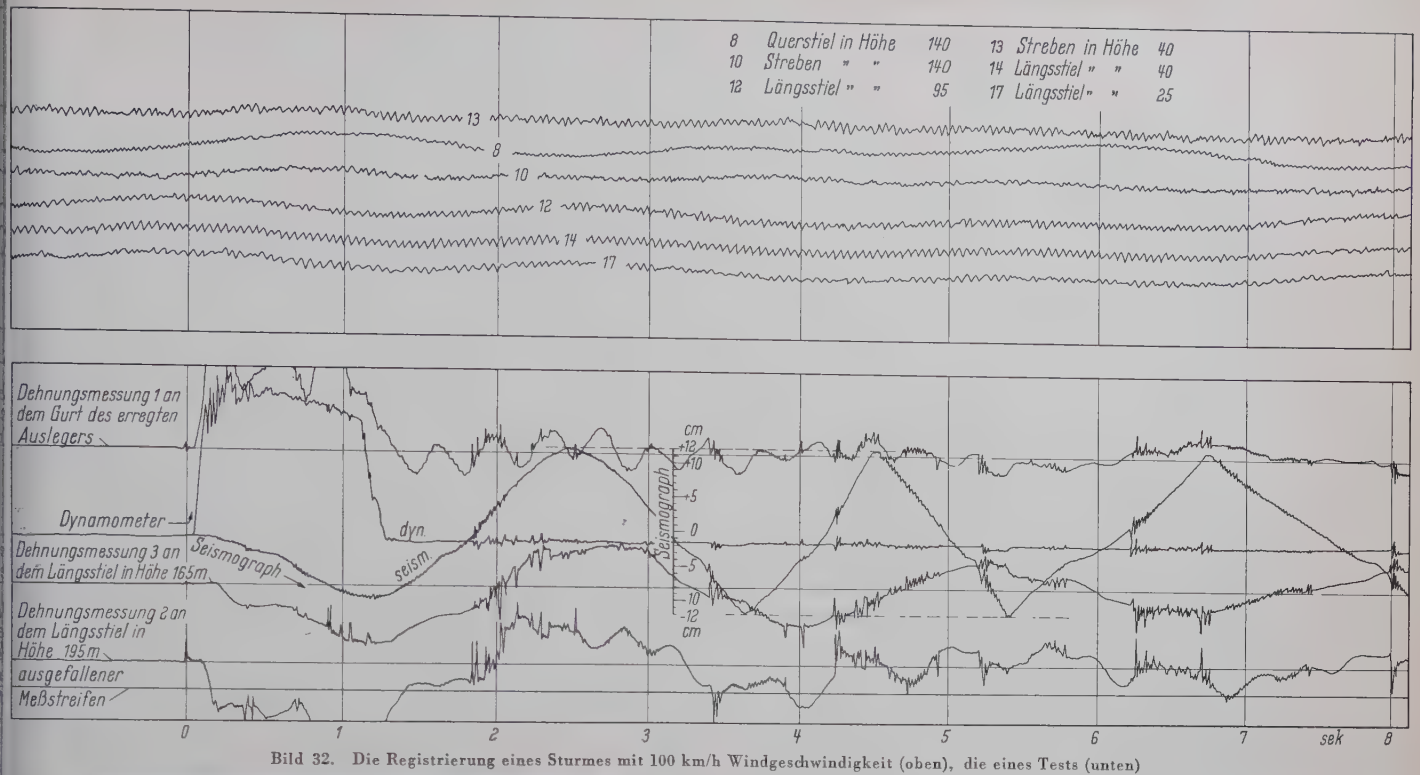


Bild 33. Aufnahme des fertigen Turmes

erregten Ausleger übertragen wurde, so daß erst in den folgenden Perioden die gleichartige Schwingung des ganzen Kopfes auftrat bei gleichzeitigen erheblichen Torsionsschwingungen. Die Registrierung des Seismographen zeigt auch, daß die Schwingungen der Ausleger sich nur in den Spannungen, also in der Reaktion, des Schaftes ausgewirkt haben, aber keinen direkten Einfluß auf dessen Verrückungen hatten.

Der obere Teil in Bild 32 gibt die Registrierung während eines starken Unwetters wieder. Die Kurven 12, 14, 17 zeigen eine Schwingung nach der Eigenschwingungszeit des Turmes um eine Grundspannung herum, die nicht festgestellt wurde. Die drei Wellen verlaufen vollständig parallel ohne schätzbare Oberwellen. Die Kurve 8, deren Phase nur ein wenig gegen die vorhergehende verschoben ist, zeigt, daß sich in diesem Augenblick die Schwingung ungefähr in der Richtung von 45° vollzog, und zwar fast parallel zu den Außenseiten des Schaftes. Aus den Kurven 10 und 13, die auf zwei sehr entfernten Streben des Stieles aufgenommen wurden, ist auch zu erkennen, daß eine wesentliche Torsionsschwingung vorlag. Die von der Schwingung des Turmes verursachte Hauptschwingungsweite der Spannungen hat in den verschiedenen Punkten ungefähr denselben Wert, wie es auch in der Absicht des Entwerfers lag.

Dieser Hauptschwingungsweite, deren Durchschnittswert $\pm 5 \text{ kg/cm}^2$ ist, überlagern sich Spannungsschwingungen bis $\pm 4 \text{ kg/cm}^2$, deren Frequenz etwa 50 Hz beträgt und die durch Schwingen der Glieder verursacht sind. Diese vom Wind verursachten Schwingungen der Glieder und der Sekundärglieder, die sich auch in den Streben entfalten, sind nach einer Frequenz moduliert, die in jedem Glied verschieden ist.

Da diesen „Versuchserfolgen“ größerer Wert als erwartet beizumessen ist, hat man ein erweitertes Untersuchungsprogramm festgelegt, welches jetzt durchgeführt wird.

Bild 33 zeigt eine Aufnahme des fertigen Bauwerks.

Bauherr war die Società Generale Elettrica della Sicilia, mit Beitrag der in der Dachgesellschaft Coniel zusammengeschlossenen EW's. Über die Türme hat der Bauherr ein vom Verfasser bearbeitetes Weißes Buch veröffentlicht¹⁾.

¹⁾ SGES - L'attraversamento elettrico dello Stretto di Messina — Roma 1958 — Ediz. Dedalc.

Schrifttum

- [1] Toscano, A.: Die 220-kV-Kreuzung der Straße von Messina. Elektrizitätswirtschaft 55 (1956) H. 23, S. 853/57.
- [2] Bianchi di Castelbianco, F. und Toscano, A.: La traversée électrique du Détroit de Messina. Cigre' 1956, Bericht 231.
- [3] Toscano, A.: Kreuzung der Seestraße von Messina mit einer 220-kV-Leitung. VDI-Zeitschrift, 100 (1958), Nr. 11 S. 425/34.
- [4] Bianchi di Castelbianco, F. und Finzi, L.: L'action du vent sur les pylones des lignes électriques — Nouveaux essais sur modèles. Cigre' 1948, Bericht 227.
- [5] Hann-Süring: Lehrbuch der Meteorologie, Bd. I, Leipzig 1939.
- [6] Dannusso, A.: Sulla statica delle costruzioni antisismiche — Rendiconti del Seminario Matematico del Politecnico di Milano — Vol. II 1928.

Beitrag zur praktischen Berechnung von Rahmentragwerken nach der Stabilitätsvorschrift DIN 4114

Von Dr.-Ing. W. Goder, Koblenz

DK 624.072.333 — 624.075.22

(Schluß aus Heft 10/1959)

3. Die Bemessung von Rahmentragwerken nach Spannungstheorie II. Ordnung

3.1 Allgemeines

Die Sicherung eines Tragwerkes gegen Erreichen der Traglast wird durch das in der DIN 4114 zur Konkurrenz zugelassene Bemessungsverfahren nach Spannungstheorie II. Ordnung (Th. II. O.) Abschnitt Ri 10.2 zuverlässiger und wirklichkeitstgetreuer erreicht, als nach dem behandelten Nachweis mittels ω -Zahlen. Es ist manchmal sogar ein Gebot der Wirtschaftlichkeit, die Bemessung nach Th. II. O. vorzunehmen, trotz der Tatsache, daß der ω -Nachweis im Belastungsfall H eine rechnerische Mindestsicherheit $\nu_{Kr} = 1,5$ beinhaltet, während nach Abschnitt Ri 10.2 für den gleichen Belastungsfall $\nu_{Kr} = 1,71$ vorzusehen ist. Man muß nämlich berücksichtigen, daß die Gleichungen (35) genauen Lösungen angepaßte Näherungsformeln darstellen, die auf Grund ihrer Einfachheit einen mehr oder minder großen Sicherheitsüberschuß aufweisen.

Bezüglich der Sicherheitszahl ν_{Kr} ist folgendes zu sagen: Es wird gegen Erreichen der Fließgrenze in der Randfaser des am stärksten beanspruchten Querschnitts gesichert. Die Sicherheit gegen Erreichen der Traglast ist aber größer, wenn nicht andere Arten von Instabilitäten zu einem vorzeitigen Versagen des Tragwerkes führen. Es wäre also zu erwägen, eine kleinere Sicherheit vorzuschreiben; mit jeder Verminderung der rechnerischen Sicherheit müßten sofort erhöhte Anforderungen an die Berechnung gestellt werden. Besondere Aufmerksamkeit wäre anderen möglichen Instabilitätserscheinungen zu schenken; auch die Berechnung der Biegemomente nach Th. II. O. erforderte mehr Sorgfalt. Wenn man sich jetzt bei iterativen Berechnungen mit dem 1. Schritt begnügen kann oder wenn man die Stabverkrümmungen außer acht läßt, dann ist dieses Vorgehen nicht zuletzt wegen der verhältnismäßig großen Sicherheit vertretbar und zulässig.

Von der Berechnung der Rahmentragwerke nach Th. II. O. wird im großen und ganzen nur wenig Gebrauch gemacht, obwohl sie — wie noch zu zeigen sein wird — vor allem bei den Näherungsverfahren nur geringe Mehranforderungen stellt.

Es soll nochmals daran erinnert werden, daß die gesamte Rechnung und der Spannungsnachweis mit den ν -fachen Lasten durchzuführen ist. Der einfacheren Schreibweise wegen wird das ν im folgenden immer weggelassen. Man muß sich aber jede Belastung (beispielsweise: p, N, P) mit ν vervielfacht denken ($\nu \cdot p, \nu \cdot N, \nu \cdot P$).

3.2 Die strenge Lösung für Rahmentragwerke mittels der Differentialgleichung

Einer allgemeinen Gepflogenheit folgend soll die Lösung mittels Differentialgleichung als strenge Lösung bezeichnet werden. Jungbluth [7] hat mit dieser Methode den mehrfeldrigen, elastisch gestützten, querbelasteten Druckstab nach Th. II. O. untersucht. Eine systematische Behandlung von Rahmentragwerken mit Hilfe der Differentialgleichung ist meines Wissens noch nicht durchgeführt worden.

Wie bei der Bestimmung der Verzweigungslast von umfangreicheren Stabsystemen bietet sich zur Lösung das Formänderungsverfahren an. Allerdings ist es mit einer bloßen Ergänzung der Gleichung des Abschnittes 2.2 durch die Belastungsglieder aus Querlasten nicht in jedem Falle getan. Eine solche Ergänzung genügt beispielsweise beim Durchlaufträger; bei Rahmentragwerken gilt die Netzgleichung (15) auch bei Hinzufügen der Belastungsglieder nur unter besonderen Vorbehalten.

Wir denken uns die Stäbe des Tragwerkes in Bild 5 a durch Querlasten belastet, so daß von Anfang an in ihnen Biegemomente, Querkräfte und Normalkräfte wirken. Diese Querlasten können sowohl Einzellasten als auch Streckenlasten sein.

Für den beiderseits eingespannten Stab gelten die folgenden Gleichungen, die bis auf das Belastungsglied mit den Gleichungen (8 a) übereinstimmen.

$$\begin{aligned} M_{ab} &= M_{ab}^o + A_{ab} \cdot \varphi_a + B_{ab} \cdot \varphi_b - (A_{ab} + B_{ab}) \cdot \vartheta_{ab}, \\ M_{ba} &= M_{ba}^o + A_{ab} \cdot \varphi_b + B_{ab} \cdot \varphi_a - (A_{ab} + B_{ab}) \cdot \vartheta_{ab}. \end{aligned} \quad (36a)$$

Ist ein Stabende gelenkig gelagert, so gelten die (8 c) und (8 d) entsprechenden Gleichungen (36 b) und (36 c).

Gelenk am rechten Stabende (b):

$$\left. \begin{aligned} M_{ba} &= 0 \\ M_{ab} &= M_{ab}^o + C_{ab} \cdot (\varphi_a - \vartheta_{ab}). \end{aligned} \right\} \dots (36b)$$

Gelenk am linken Stabende (a):

$$\left. \begin{aligned} M_{ab} &= 0 \\ M_{ba} &= M_{ba}^o + C_{ab} \cdot (\varphi_b - \vartheta_{ab}). \end{aligned} \right\} \dots (36c)$$

Die Bedeutung der Koeffizienten A_{ik} , B_{ik} und C_{ik} ist bekannt. Bild 11 dient zur Erläuterung der Belastungsglieder.

M_{ab}^o und M_{ba}^o sind die Einspannmomente nach Th. II. O. eines durch Querlasten und Normalkraft N belasteten, einfeldrigen, starr eingespannten Trägers (Bild 11 a).

M_{ab}^l ist das Einspannmoment eines links starr eingespannten, rechts gelenkig gelagerten Trägers (Bild 11 b).

M_{ba}^r das eines rechts starr eingespannten, links gelenkig gelagerten Trägers (Bild 11 c), in jedem Falle nach Th. II. O. Diese Werte sind durch eine gesonderte Berechnung zu ermitteln; hier

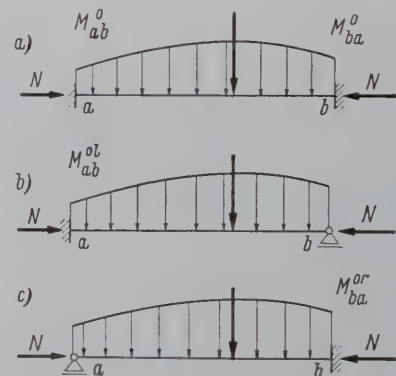


Bild 11. Einspannmomente eines Trägers nach Spannungstheorie II. Ordnung

auf wird hier nicht eingegangen, denn in [7] sind die Einspannmomente für eine linear veränderliche Streckenlast mitgeteilt. Er empfiehlt sich jedoch eine Umformung der Gleichungen, weil man dann die in der DIN 4114 Ri Tafel 6 tabulierten Werte weitgehend verwenden kann. Die Biegemomente sind mit der Mohrschen Vorzeichenregel angeschrieben. (Ein positives Stabendmoment dreht im Uhrzeigersinn.) Die umgeformten Gleichungen lauten (Bild 12):



Bild 12. Zu den Gleichungen (37)

$$M_{ab}^o = -\frac{EJ \cdot p_a}{N} - \frac{l}{6N} \cdot [p_a \cdot (B_{ab} - 2A_{ab}) + p_b \cdot (2B_{ab} - A_{ab})] \dots (37a)$$

$$M_{ba}^o = +\frac{EJ \cdot p_b}{N} + \frac{l}{6N} \cdot [p_a \cdot (2B_{ab} - A_{ab}) + p_b \cdot (B_{ab} - 2A_{ab})] \dots (37b)$$

$$M_{ab}^l = -\frac{EJ \cdot p_a}{N} + \frac{\sin \alpha l - \alpha l}{\sin \alpha l - \alpha l \cdot \cos \alpha l} \cdot \frac{EJ \cdot p_b}{N} + \frac{l}{6N} \cdot C_{ab} \cdot (2p_a + p_b) \dots (37c)$$

$$M_{ba}^r = +\frac{EJ \cdot p_b}{N} - \frac{\sin \alpha l - \alpha l}{\sin \alpha l - \alpha l \cdot \cos \alpha l} \cdot \frac{EJ \cdot p_a}{N} - \frac{l}{6N} \cdot C_{ab} \cdot (2p_b + p_a) \dots (37d)$$

Für den Sonderfall der Gleichstreckenlast $p_a = p_b = p$ erhält man:

$$-M_{ab}^o = M_{ba}^o = + \frac{EJ \cdot p}{N} + \frac{p \cdot l}{2N} \cdot (B_{ab} - A_{ab}) \cdot \dots (38a)$$

$$-M_{ab}^o = M_{ba}^o = + \frac{EJ \cdot p}{N} \cdot \frac{\alpha l - \alpha l \cdot \cos \alpha l}{\sin \alpha l - \alpha l \cdot \cos \alpha l} - \frac{p \cdot l}{2N} \cdot C_{ab} \cdot (38b)$$

Wesentlich kompliziertere Ausdrücke erhält man für Einzelasten. Ohne Ableitung wird das Ergebnis für das Einspannmoment nach Th. II. O. eines beiderseits starr eingespannten Balkens unter einer Einzellast (Bild 13) mitgeteilt:

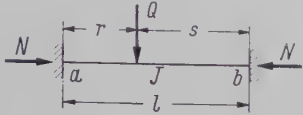


Bild 13. Zu den Gleichungen (39)

$$M_{ab}^o = \frac{Q}{\alpha} \cdot \left[\sin \alpha l + \alpha l \cdot \cos \alpha s - \alpha s \cdot \cos \alpha l - \alpha r - 2 \sin \frac{\alpha l}{2} \cdot \cos \alpha (r-s) \right] \cdot (39a)$$

$$M_{ba}^o = - \frac{Q}{\alpha} \cdot \left[\sin \alpha l + \alpha l \cdot \cos \alpha r - \alpha r \cdot \cos \alpha l - \alpha s - 2 \sin \frac{\alpha l}{2} \cdot \cos \alpha (s-r) \right] \cdot (39b)$$

Die Knotengleichung (9) kann unverändert übernommen werden. Sie lautet auch hier für den Knoten i:

$$\sum_k M_{ik} = 0. \dots (40)$$

In ihr sind jetzt auch die Belastungsglieder enthalten. Zur Aufstellung der Netzgleichungen bedienen wir uns wieder des in Bild 5 a dargestellten Tragwerks. Außer den eingetragenen Lasten P_1 bis P_6 wirken auf die Stäbe des Tragwerkes l_1 bis l_6 beliebige Querlasten. Ferner greife am Knoten d eine Horizontalkraft W_2 , am Knoten b eine Horizontalkraft W_1 (jeweils nach rechts gerichtet) an (vgl. auch Bild 15).

In der verformten Lage des Tragwerkes treten zu den äußeren Lasten am Rahmen noch die Kräfte H_i hinzu, deren Größe von den Stabdrehwinkeln und den Normalkräften in den Pendelstützen abhängig ist. Diese Normalkräfte sind P_1 im oberen Stockwerk und $P_1 + P_4$ im unteren Stockwerk.

Eine mögliche verformte Gleichgewichtslage ist die in Bild 5 b dargestellte. Sie ist jedoch der geraden Gleichgewichtslage nicht unmittelbar benachbart. Die eingetragenen Schnittgrößen M und Q sind jetzt von gleicher Größenordnung wie die äußere Belastung. Auch die Kräfte H_i haben eine endliche Größe. Allerdings seien die Verformungen immer noch so klein, daß man mit der linearisierten Differentialgleichung rechnen darf. Die Aufteilung der an den Schnittstellen nicht eingetragenen Normalkräfte in Normalkräfte N_i und Zusatznormalkräfte N_i^* wird beibehalten, obwohl dies nicht unbedingt notwendig ist. Die Richtung von N_i ist parallel, die von Q_i rechtwinklig zur unverformten Stabachse (vgl. Text am Anschluß an Gleichung (10).)

Die Gleichgewichtsbedingungen für die Stäbe sind Inhalt der Gleichungen (11). Sie bedürfen einer Ergänzung, da äußere Lasten rechtwinklig zur unverformten Stabachse (Querlasten) angreifen. Die Lastrichtung ist positiv, wenn die Last um das linke Stabende im Uhrzeigersinn dreht. Das linke Stabende hat den im Alphabet zuerst stehenden Index. Für einen verformten Stab ik (Bild 14) gilt:

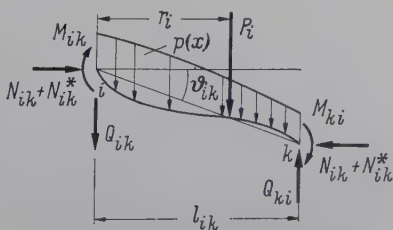


Bild 14. Zu den Gleichungen (41)

$$Q_{ik} \cdot l_{ik} = M_{ik} + M_{ki} + (N_{ik} + N_{ik}^*) \cdot \varphi_{ik} \cdot l_{ik} - \left[\sum P_i \cdot (l_{ik} - r_i) + \int_0^{l_{ik}} p(x) dx \cdot (l_{ik} - x) \right] (41a)$$

$$Q_{ki} \cdot l_{ik} = M_{ik} + M_{ki} + (N_{ik} + N_{ik}^*) \cdot \varphi_{ik} \cdot l_{ik} + \left[\sum P_i \cdot r_i + \int_0^{l_{ik}} p(x) dx \cdot x \right] \cdot \dots (41b)$$

Die Ausdrücke in den eckigen Klammern hängen von der äußeren Belastung ab; wir bezeichnen sie mit L_{ik} und R_{ki} . L und R sind die Auflagerkräfte bei einem Balken auf 2 Stützen:

$$\left. \begin{aligned} L_{ik} &= \frac{1}{l_{ik}} \cdot \left[\sum P_i \cdot (l_{ik} - r_i) + \int_0^{l_{ik}} p(x) dx \cdot (l_{ik} - x) \right] \\ R_{ki} &= \frac{1}{l_{ik}} \cdot \left[\sum P_i \cdot r_i + \int_0^{l_{ik}} p(x) dx \cdot x \right] \end{aligned} \right\} \dots (42)$$

Für das Kräftegleichgewicht am Knoten werden die nachstehenden Gleichungen angeschrieben (hierzu Bild 15):

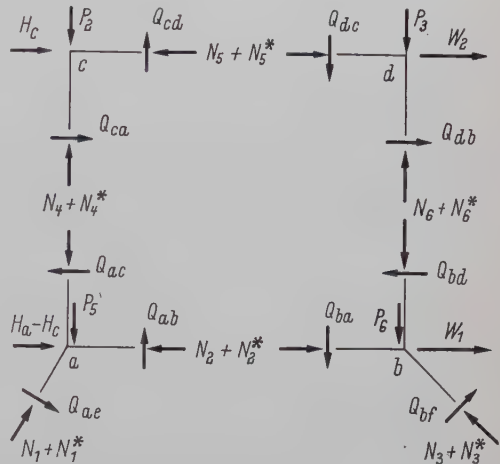


Bild 15. Zur Aufstellung der Netzgleichung — Gleichungen (43)

$$\left. \begin{aligned} \text{Knoten c: } & H_c + Q_{ca} - (N_5 + N_5^*) = 0; \\ & (N_4 + N_4^*) + Q_{cd} - P_2 = 0; \\ \text{Knoten d: } & (N_5 + N_5^*) + Q_{db} + W_2 = 0; \\ & (N_6 + N_6^*) - Q_{dc} - P_3 = 0; \\ \text{Knoten a: } & (H_a - H_c) - Q_{ac} - (N_2 + N_2^*) + \\ & + Q_{ae} \cdot \sin \alpha + (N_1 + N_1^*) \cdot \cos \alpha = 0; \\ & (N_4 + N_4^*) - Q_{ab} + Q_{ae} \cdot \cos \alpha - \\ & - (N_1 + N_1^*) \sin \alpha + P_5 = 0; \\ \text{Knoten b: } & (N_2 + N_2^*) - Q_{bd} + Q_{bf} \cdot \sin \beta - \\ & - (N_3 + N_3^*) \cdot \cos \beta + W_1 = 0; \\ & (N_6 + N_6^*) + Q_{ba} - Q_{bf} \cdot \cos \beta - \\ & - (N_3 + N_3^*) \cdot \sin \beta + P_6 = 0. \end{aligned} \right\} (43a-b)$$

Die Gleichungen (43) entsprechen den Gleichungen (12) des Abschnittes 2.2. Ohne die weiteren Umformungen zu wiederholen, werden die beiden Netzgleichungen sofort angeschrieben:

$$H_c \cdot h_2 \cdot \bar{1} + (M_{ac} + M_{ca}) \cdot \bar{1} + (N_4 + N_4^*) \cdot \mu_4 \cdot h_2 \cdot \bar{1} + (M_{bd} + M_{db}) \cdot \bar{1} + (N_6 + N_6^*) \cdot \mu_6 \cdot h_2 \cdot \bar{1} + R_{ca} \cdot (\bar{l}_4 \cdot \bar{1}) + R_{db} \cdot (\bar{l}_6 \cdot \bar{1}) + W_2 \cdot (\bar{h}_2 \cdot \bar{1}) = 0; \dots (44a)$$

$$H_a \cdot h_1 \cdot \bar{1} + (M_{ae} + M_{ea}) \cdot \bar{1} + (N_1 + N_1^*) \cdot \mu_1 \cdot l_1 \cdot \bar{1} + (M_{ab} + M_{ba}) \cdot \left(-1 \cdot \frac{a+b}{l_2} \right) - (N_2 + N_2^*) \cdot \mu_1 \cdot (a+b) \cdot \left(-1 \cdot \frac{a+b}{l_2} \right) + M_{bf} \cdot \bar{1} + (N_3 + N_3^*) \cdot \mu_1 \cdot l_3 \cdot \bar{1} + (M_{cd} + M_{dc}) \cdot \left(-1 \cdot \frac{a+b}{l_5} \right) - (N_5 + N_5^*) \cdot \mu_1 \cdot (a+b) \cdot \left(-1 \cdot \frac{a+b}{l_5} \right) + (L_{ac} + R_{ca}) \cdot (\bar{h}_1 \cdot \bar{1}) + (L_{bd} + R_{db}) \cdot (\bar{h}_1 \cdot \bar{1}) + (P_5 + L_{ab} + P_2 + L_{cd}) \cdot (\bar{a} \cdot \bar{1}) + (P_6 + R_{ba} + P_3 + R_{dc}) \cdot (-\bar{b} \cdot \bar{1}) + (W_1 + W_2) \cdot (\bar{h}_1 \cdot \bar{1}) + L_{ae} \cdot (-\bar{l}_1 \cdot \bar{1}) + L_{bf} \cdot (-\bar{l}_3 \cdot \bar{1}) = 0. \dots (44b)$$

Die Gleichungen (44 a) und (44 b) unterscheiden sich von den Gleichungen (14 a) und (14 b) nur durch das Hinzutreten der Belastungsglieder. Die diesbezüglichen Ausdrücke stellen aber nichts anderes dar, als die virtuellen Arbeiten der äußeren Lasten, wenn man dem Knotengelenksystem einen virtuellen Stabdrehwinkel $\mu_4 = 1$ (44 a) oder $\mu_1 = 1$ (44 b) erteilt. Man kann somit die Belastungsglieder einer Netzgleichung zu dem aus der Statik bekannten Ausdruck A_{Lq} (Arbeit der äußeren Lasten, wenn man dem Grundstab q den virtuellen Stabdrehwinkel 1 erteilt) zusammenfassen. Die negativen Vorzeichen bei einigen Belastungsgliedern sind eine Folge der für die äußere Belastung getroffenen Vorzeichenregel.

Die auf den ersten Blick zunächst überraschende Feststellung, daß in die Gleichung (44 b) die Lasten P_i eingehen, während sie in Gleichung (14 b) nicht in Erscheinung treten (obwohl sie auch dort wirken), erklärt sich aus der Tatsache, daß die durch Gleichung (10) formulierte Bedingung, die für das Auftreten eines Verzweigungsproblems erfüllt sein muß, auch durch $A_L = 0$ ausgedrückt werden kann.

In den Gleichungen (44) sind alle Glieder von endlicher Größe, so daß vernachlässigbare Produkte nicht auftreten.

Die als nicht unbedingt notwendig erachtete Aufteilung der Normalkräfte in $(N_i + N_i^*)$ hat jetzt insofern praktische Bedeutung, als unter N_i die Normalkraft zu verstehen ist, die man aus der statischen Berechnung (Th. I. O.) erhält und die man bei der Bestimmung der Verzweigungslast mit Recht zugrunde legt. Die Normalkräfte ändern sich aber infolge der Verformung. Es treten Zusatznormalkräfte N_i^* auf, die nicht mehr vernachlässigt werden dürfen. Die Netzgleichung lautet somit allgemein:

$$\sum_{ik} (M_{ik} + M_{ki}) \cdot \bar{\vartheta}_{rq} + \sum_r (N_r + N_r^*) \cdot \mu_q \cdot \bar{\vartheta}_{rq} \cdot l_r \cdot \bar{\vartheta}_{rq} + \sum_p (N_p) \cdot \mu_q \cdot \bar{\vartheta}_{pq} \cdot l_p \cdot \bar{\vartheta}_{pq} + A_{Lq} = 0. \quad (45)$$

Bei den Pendelstützen entfällt das Glied N_p^* . Wegen der Bedeutung der Indices wird auf den Text bei Gleichung (15) verwiesen.

Der Rechnungsgang vollzieht sich nun wie folgt: Aus der statischen Berechnung können die Normalkräfte N_r und N_p übernommen werden. Es sind die Einspannmomente nach Spannungstheorie II. Ordnung M_{ik}^0 und die Beiwerte A_{ik} , B_{ik} und C_{ik} (alle von N_r abhängig) zu berechnen. Es sind die Knoten- und Netzgleichungen aufzustellen. Das Gleichungssystem ist zu lösen; durch Rückrechnung sind die Stabendmomente zu bestimmen.

Die Normalkräfte nach Th. I. O. — N_r — weichen nun von den endgültigen Normalkräften nach Th. II. O. — $N_r + N_r^*$ — ab. Wie wirkt sich das auf das Ergebnis aus?

Das Momentengleichgewicht ist für jeden Knoten erfüllt; ebenfalls sind die Gleichgewichtsbedingungen erfüllt, die Inhalt der Netzgleichungen sind. Dagegen ist das Kräftegleichgewicht am Knoten nicht erfüllt. Es besteht hier eine Analogie zur Formänderungskontrolle beim Kraftgrößenverfahren. Die sogenannten abhängigen Kontrollen (Formänderungskontrollen an den Stellen, an denen die Unbekannten X angreifen) sind auch dann erfüllt, wenn mit einem vorgegebenen falschen δ -Wert das Gleichungssystem gelöst wurde. In unserem Falle entspricht dies den Gleichgewichtskontrollen, die Inhalt der Knoten- und Netzgleichungen sind, wenn man mit einer falschen Normalkraft N das Gleichungssystem aufgestellt hat. Beim Kraftgrößenverfahren liefern nur die unabhängigen Kontrollen die hinreichende Bedingung für eine richtige Lösung. In unserem Falle offenbaren sich die Fehler in den Normalkräften bei unabhängigen Gleichgewichtskontrollen, beispielsweise durch die Kontrolle des Kräftegleichgewichts am Knoten.

Die Normalkräfte werden wie folgt berichtigt: zunächst werden für jeden Stab ik die Endquerkräfte Q_{ik} und Q_{ki} aus den Gleichungen (41) ermittelt. Diese Endquerkräfte können praktisch schon als endgültig angesehen werden, auch wenn N_{ik}^* noch nicht bekannt ist. Nun wird an jedem Knoten $\sum H = 0$ und $\sum V = 0$ gebildet [Gleichungen (43)]. An jedem Knoten kann man zwei unbekannte Normalkräfte bestimmen:

$$\text{Am Knoten c: } (N_4 + N_4^*), (N_6 + N_6^*) \quad (C)$$

$$\text{Am Knoten d: } (N_5 + N_5^*), (N_8 + N_8^*) \quad (D)$$

$$\text{Am Knoten a: mit } (N_4 + N_4^*) \text{ aus C} \\ (N_1 + N_1^*), (N_2 + N_2^*) \quad (A)$$

$$\text{Am Knoten b: mit } (N_6 + N_6^*) \text{ aus D} \\ (N_2 + N_2^*), (N_3 + N_3^*) \quad (B)$$

Die in den Netzgleichungen enthaltenen Gleichgewichtsbedingungen gewährleisten, daß $(N_5 + N_5^*)$ aus (C) mit dem aus (D) und $(N_2 + N_2^*)$ aus (A) mit dem aus (B) übereinstimmen; die unbekannten Normalkräfte sind somit eindeutig bestimmbar.

Es ist nun keinesfalls notwendig, mit diesen neuen (verbesserten) Normalkräften die ganze Rechnung zu wiederholen; eine derartige Forderung würde das Verfahren allein wegen des Zeitaufwandes für die praktische Anwendung wertlos machen. Die durch die Korrektur der Normalkräfte bedingten Änderungen bei den Biegemomenten sind so gering, daß man nach der Verbesserung der Normalkräfte die Rechnung abbrechen kann. So zeigte sich bei dem Beispiel 3 der Veröffentlichung [8], daß die in Tafel 2, letzte Spalte, angegebenen Biegemomente, die mit den korrigierten Normalkräften gerechnet wurden, von den Biegemomenten, die mit den Normalkräften nach Th. I. O. gerechnet wurden, im ungünstigsten Fall bei der 3. Ziffer um 1, meist aber erst bei der 4. Ziffer geringfügig abwichen.

Abschließend sei erwähnt, daß die Berechnung eines Tragwerkes nach Spannungstheorie II. Ordnung in der besprochenen Art und Weise eine Berechnung nach Spannungstheorie I. Ordnung nicht mehr zur Voraussetzung hat. Allerdings ist man bei fehlender Berechnung nach Th. I. O. bezüglich der Normalkräfte N_i auf Schätzungen angewiesen; eine Wiederholung der Berechnung mit verbesserten Normalkräften ist aber auch in einem solchen Falle meist nicht notwendig.

3.3 Näherungsverfahren

Für die Dimensionierung eines Tragwerkes ist es meistens nicht zu umgehen, die Zustandsflächen für mehrere Belastungsfälle zu bestimmen, um die für einen Querschnitt ungünstigsten Schnittgrößen zu ermitteln. Für den Stabilitätsnachweis (Biegemoment nach Th. II. O.) kann man sich in der Regel auf die Untersuchung des Lastfalles beschränken, der die für die Bemessung maßgebenden Schnittgrößen nach Th. I. O. liefert. Dennoch stellt die strenge Lösung mittels der Differentialgleichung bezüglich des Arbeitsaufwandes nicht unerhebliche Anforderungen, da eine vollständige Neuaufstellung des Gleichungssystems mit dessen Lösung notwendig ist. Es besteht deshalb das Bedürfnis, auf schnellerem Wege mittels eines Näherungsverfahrens die Schnittgrößen nach Th. II. O. zu berechnen.

Ausgangspunkt für ein solches Näherungsverfahren kann eine andere Methode sein, den genauen Wert für eine Schnittgröße nach Th. II. O. zu bestimmen, nämlich die der Iteration. Hierfür gibt es bereits zahlreiche Beispiele. Für quäbelastete Druckstäbe liegen solche Lösungen in Reihenform vor; sie erlauben es, den exakten Wert mit beliebiger Genauigkeit zu berechnen.

Die Durchführung des ersten Iterationsschrittes in Richtung auf den genauen Wert wäre schon als Grundlage für eine Näherungsverfahren anzusehen. Ein solches Vorgehen würde aber immer noch sehr umständlich sein, so daß weitere vereinfachende Annahmen empfehlenswert sind. Wenn man dann einschränkende Voraussetzungen für den Anwendungsbereich treffen muß, so wird die dann nicht als Mangel empfunden werden können, wenn die am häufigsten vorkommenden Rahmentragwerke — die Rechteckrahmen — in den Anwendungsbereich dieses „Vereinfachten Näherungsverfahrens“ fallen.

Einen Beitrag zu Biegemoment nach Spannungstheorie II. Ordnung (M^{II}) liefern

- die Normalkräfte in den Stäben mit ihren elastischen Hebelarmen,
- Kräfte, die überhaupt erst durch die Verformungen des Tragwerkes geweckt werden, beispielsweise die Kräfte H und H_c in Bild 15.

Es werden die in einem Stab wirkenden Normalkräfte (a) in Richtung der Stabachse des unverformten Tragwerks und die aus der Verformung des Tragwerks resultierenden Kräfte (b) als äußere Lasten auf das verformte System aufgebracht; es werden die Biegemomente berechnet. Die verformte Lage des Systems wird hierzu an den Schnittgrößen nach Th. I. O. ermittelt. Die in Wirklichkeit verformten (= gekrümmten) Stäbe werden als gerade angenommen.

Die Zusatznormalkräfte (N_i^*), deren Einfluß auf die Biegemomente M^{II} nach dem genauen Verfahren schon als praktisch bedeutungslos erkannt wurde, darf man vernachlässigen.

Eine Erläuterung des Verfahrens und einige Beispiele sind von L ö p p e l und G o d e r [8] veröffentlicht worden. Wenn hier nochmals darauf eingegangen wird, dann geschieht dies aus zwei Gründen:

1. Bei der Berechnung der Biegemomente nach Spannungstheorie II. Ordnung mittels dieses vereinfachten Näherungsverfahrens empfiehlt es sich, an Stelle des Kraftgrößen- das Formänderungsgrößenverfahren zu benutzen.
2. Es muß der Anwendungsbereich für das vereinfachte Näherungsverfahren genauer umrissen werden.

Zu 1.): Beim Kraftgrößenverfahren muß die Verformung des Tragwerkes durch eine gesonderte Rechnung ermittelt werden. Die Belastungsglieder müssen neu gerechnet werden (vgl. [8]). Beim Formänderungsgrößenverfahren dagegen werden die Verformungen mitgeliefert, die Belastungsglieder kann man hinschreiben. Bei der Rückrechnung (Berechnung der Biegemomente aus den Verformungen) können die Verformungsanteile aus Th. II. O. gleich mit berücksichtigt werden.

Vorgegeben ist das Gleichungssystem nach dem Formänderungsgrößenverfahren mit den EJ_c -fachen Knoten- und Stabdrehwinkeln ($EJ_c \cdot \varphi_i, \dots, EJ_c \cdot \mu_q, \dots$) als Unbekannte. Die Belastungsglieder aus der äußeren Belastung seinen mit K_i^0 bei den Knotengleichungen und R_q^0 bei den Netzgleichungen bezeichnet. Im Gleichungssystem sollen sämtliche Knotengleichungen vorangestellt werden. Es hat somit folgende Form:

	$\varphi_1' \dots \varphi_i' \dots \varphi_m'$	$\mu_1' \dots \mu_q' \dots \mu_n'$	
1			K_1^0
\vdots			K_i^0
m			K_m^0
1			R_1^0
\vdots			R_q^0
n			R_n^0

(46)

Unter φ_i' und μ_q' sind die EJ_c -fachen Werte zu verstehen. Beim vereinfachten Näherungsverfahren treten bei der Berechnung von ΔM_1 nur in den Netzgleichungen Belastungsglieder auf. Man bestimmt sie wie folgt (Bild 16):

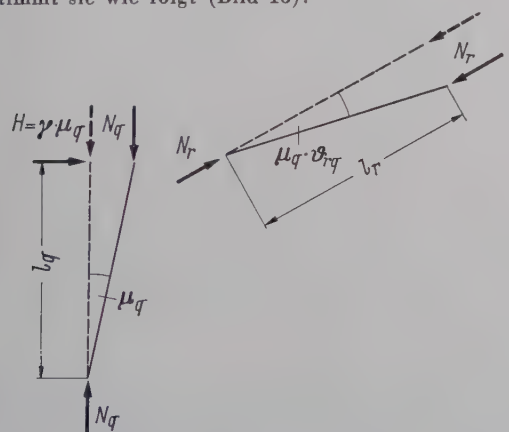


Bild 16. Zur Aufstellung der Belastungsglieder für das vereinfachte Näherungsverfahren — 1. Schritt

Ein Stab q (Grundstab) und ein Stab r erfahren infolge der äußeren Belastung die Stabdrehwinkel

$$\vartheta_q^0 = \mu_q^0 \text{ und } \vartheta_r^0 = \mu_q^0 \cdot \vartheta_{rq}$$

$\vartheta_{rq} = \vartheta_r$ infolge $\mu_q = 1$. Auf den Stab q wirke noch eine Kraft H (beispielsweise aus einer Pendelstütze) deren Größe μ_q proportional ist; $H = \gamma \cdot \mu_q$.

Dann lautet das Belastungsglied der q -ten Netzgleichung für den ersten Iterationsschritt:

$$R_q^1 = N_q \cdot \mu_q^0 \cdot l_q \cdot \bar{1} + \gamma \cdot \mu_q^0 \cdot l_q \cdot \bar{1} + N_r \cdot \mu_q^0 \cdot \vartheta_{rq} \cdot l_r \cdot \bar{\vartheta}_{rq} \quad (47)$$

Die Vorzeichen sind bei N , μ_q^0 und ϑ_{rq} zu beachten.

Die von den Belastungsgliedern K^0 und R^0 abhängigen Stabdrehwinkel der Grundstäbe μ_q^0 müssen also bekannt sein.

Folgende Rechenvorschrift ist zu empfehlen: man löst das Gleichungssystem nach dem modernisierten Gauß'schen Algorithmus. Mit den Belastungsgliedern K^0 und R^0 werden zunächst nur die Unbekannten $EJ_c \cdot \mu_q^0$ berechnet; dann werden sofort die neuen Belastungsglieder R^1 als rechte Seite in das Gleichungssystem eingesetzt und die Unbekannten $EJ_c \cdot \mu_q^1$ bestimmt.

Es ist zu beachten, daß in Gleichung (47) nicht die EJ_c -fachen μ -Werte einzusetzen sind. Für die Berechnung der noch unbekannten Knotendrehwinkel nach dem vereinfachten Näherungsverfahren $EJ_c \cdot \varphi_i^{0+1}$ kann man gleich auf die Stabdrehwinkel nach Th. I. O. zusätzlich der aus dem 1. Iterationsschritt $EJ_c \cdot (\mu_q^0 + \mu_q^1)$ zurückgreifen.

Man erhält dann durch Rückrechnung sofort die Biegemomente nach Th. II. O. mit guter Näherung zu:

$$M^{II} \approx M^I + \Delta M_1$$

Zu 2.): Die Voraussetzungen für die Anwendbarkeit des vereinfachten Näherungsverfahrens werden im folgenden diskutiert.

a) Die Verformungen müssen gegenüber den Tragwerksabmessungen klein sein. Diese Voraussetzung ist eine Grundlage der gesamten Statik. Sie muß hier besonders herausgestellt werden, weil wir uns in der Regel mit dem ersten Iterationsschritt begnügen wollen. Ob in Einzelfällen ein zweiter Schritt notwendig ist, läßt sich durch folgende Überlegung entscheiden. Die einzelnen Zuwächse ΔM_i bei der iterativen Berechnung von M^{II} sind im wesentlichen Glieder einer geometrischen Reihe. Wenn also ΔM_1 — sagen wir — 20 % des Biegemomentes nach Th. I. O. (M^I) ausmacht, dann wird der Zuwachs beim zweiten Schritt — ΔM_2 — mit geringen Abweichungen 20 % von ΔM_1 , also nur 4 % von M^I , betragen. Bei der Vernachlässigung von ΔM_2 ergibt sich somit ein Fehler am Gesamtmoment M^{II} von ca. $\frac{4 \cdot 100}{100 + 20 + 4} = 3,2 \%$.

Die Voraussetzung der kleinen Verformungen liefert einen weiteren Vorteil für die praktische Berechnung, der schon stillschweigend ausgenutzt wurde. Zur Bestimmung von R_q^1 müßten die sogenannten abhängigen Stabdrehwinkel ϑ_{rq} neu berechnet werden, da ja das verformte Tragwerk für unsere Iteration ein neues Tragwerk mit neuen Abmessungen darstellt. Mit Rücksicht auf die geringe Größe der Verformungen kann man, ohne einen ins Gewicht fallenden Fehler zu begehen, ϑ_{rq} aus der Berechnung nach Th. I. O. übernehmen.

b) Es müssen bei der Verformung des Tragwerkes überhaupt Stabdrehwinkel auftreten, da andernfalls die Belastungsglieder R_q Null werden. Treten keine Stabdrehwinkel auf, wie beispielsweise beim symmetrischen Rechteckrahmen unter symmetrischer Belastung, dann sind Überlegungen über die Größe möglicher ungewollter Störungen anzustellen, die Stabdrehwinkel hervorrufen können (vgl.: DIN 4114 Abschn. Ri 7.9). Diese Störungen können sofort in Form von Stabdrehwinkeln μ_q^0 in die Gleichungen (47) eingesetzt werden.

c) Die Stäbe des Rahmens, in denen große Normalkräfte wirken, sollen frei von Querlasten sein, da beim vereinfachten Näherungsverfahren die mit den Stabkrümmungen verbundenen elastischen Hebelarme nicht berücksichtigt werden. Die Verfolgung des Biegemomentenverlaufes über die Stablänge ist nur auf Grund einer gesonderten Rechnung möglich. Somit treten an den Stabenden die Größtwerte für das Biegemoment nach Th. I. O. (M^I) und für den Zuwachs ΔM_1 auf. Die Gefahr, daß ein für die Bemessung maßgebendes Biegemoment „unter den Tisch fällt“, besteht also nicht, sofern der Querschnitt über die Stablänge konstant ist. Stäbe mit Querlasten sollen nur relativ kleine Normalkräfte aufweisen.

Mit der Voraussetzung c) ist auch festgelegt, welche Tragwerke nach dem vereinfachten Näherungsverfahren berechnet werden können. Es sind dies die Rechteckrahmen, bei denen nur die horizontalen Riegel durch Querlasten beansprucht werden. Alle übrigen Lasten, Windlasten usw., greifen an den Rahmenknoten an. Grundsätzlich ist nichts dagegen einzuwenden, wenn man auch andere Rahmentragwerke, bei denen die Voraussetzung c) nicht erfüllt ist, nach dem vereinfachten Näherungsverfahren berechnet (vgl. Beispiel). Man sollte es aber nur dann tun, wenn man mit dem Verfahren schon vertrauter ist.

Der Vollständigkeit halber sei erwähnt, daß das Superpositions-gesetz auch beim vereinfachten Näherungsverfahren ungültig ist; es ist daher mit den ν -fachen Lasten zu rechnen.

Das Gleichungssystem (46) kann auch durch Iteration aufgelöst werden. Eine besondere Form dieser iterativen Behandlung bildet das Ausgleichsverfahren von Kani, bei dem die Iteration statt im Gleichungssystem direkt am Tragwerk durchgeführt wird.

Das Verfahren von Kani kann also unmittelbar zur Berechnung der Biegemomente M^{II} nach dem vereinfachten Näherungsverfahren benutzt werden. Die Bedeutung der von Klement [9] vorgenommenen Erweiterung liegt allein darin, daß mit den neuen Verschiebungsfaktoren nicht nur der Zuwachs beim ersten Schritt ΔM_1 , sondern auch die Zuwächse aller weiteren Schritte ΔM_i eingefangen werden. Wie bereits erwähnt, ist es in den meisten Fällen ausreichend, sich auf den Zuwachs ΔM_1 zu beschränken, so daß man sich ohne weiteres des Ausgleichsverfahrens in seiner ursprünglichen Form bedienen kann.

Nur die Frage, welcher Weg schneller zu einem Ergebnis führt, entscheidet darüber, in welchen Fällen man das Gleichungssystem auflöst und in welchen Fällen man besser das Ausgleichsverfahren anwendet. Die unbestrittenen Vorteile des Ausgleichsverfahrens treten um so mehr zurück, als die Zahl der zu untersuchenden Belastungsfälle wächst. Es wird meist verkannt, daß der Weg über die Auflösung des Gleichungssystems schon bei verhältnismäßig wenigen Belastungsfällen den Vorzug verdient. Mit der Verwendung elektronischer Rechenanlagen wird die Bedeutung der Iterationsverfahren weiter abnehmen.

3.4 Betrachtungen über die entstehenden Fehler und deren Korrektur beim vereinfachten Näherungsverfahren

Wir müssen abschließend noch die Frage beantworten, ob es in jedem Falle zulässig ist, die Stabkrümmungen zu vernachlässigen und wenn nicht, ob man den Fehler auf einfache Weise verbessern kann. Wir wollen den Sachverhalt an einem Rahmen nach Bild 17 untersuchen. Dieser Rahmen kann als Teil eines Rechteckrahmens von beliebiger Felder- und Stockwerkszahl angesehen werden. Die für die Pfosten dieses Rahmens noch zu entwickelnden Gleichungen können auf jeden Pfosten des Gesamtrahmens zumindest in ihrem qualitativen Ergebnis übertragen werden. Auch eine zahlenmäßige Übertragbarkeit wäre denkbar, wenn es gelänge, Abmessungen und Belastung des Teilrahmens so festzulegen, daß seine Verformungen und die des gerade zu untersuchenden Pfostens im Gesamtrahmen einander gleich sind. Für unsere Überlegungen werden nur geringe Anforderungen an die Genauigkeit der zahlenmäßigen Ergebnisse gestellt; die Zuwächse ΔM sind ja nur ein Bruchteil des Gesamt-momentes und der mögliche Fehler bei ΔM ist in der Regel noch eine Größenordnung kleiner. Festzustellen, wann dies nicht mehr der Fall ist, soll das Ziel der folgenden Untersuchungen sein.

Mit dem Tragwerk und der Belastung des Bildes 17 wird der erste Iterationsschritt in Richtung auf das Biegemoment nach Th. II. O. (MII) unter der Voraussetzung

gerader Stäbe (Fall I)

gekrümmter Stäbe (Fall II)

durchgeführt.

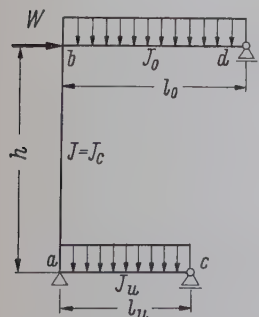


Bild 17. Beispiel zur Fehlerbetrachtung beim vereinfachten Näherungsverfahren

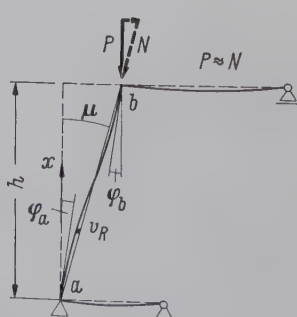


Bild 18. Zur Korrektur der Biegemomente nach dem vereinfachten Näherungsverfahren

Das Gleichungssystem in allgemeinen Zahlen lautet:

$EJ_c \cdot \varphi_a$	$EJ_c \cdot \varphi_b$	$EJ_c \cdot \mu$	Belastungsglied
$\frac{4}{h} + \frac{3}{l_u'}$	$\frac{2}{h}$	$-\frac{6}{h}$	K_1
$\frac{2}{h}$	$\frac{4}{h} + \frac{3}{l_o'}$	$-\frac{6}{h}$	K_2
$-\frac{6}{h}$	$-\frac{6}{h}$	$\frac{12}{h}$	R_1

(48)

Für die vorgegebene äußere Belastung lauten die Belastungsglieder:

$$\left. \begin{aligned} K_1 &= -M_{ac}^{01} = K_1^0, \\ K_2 &= -M_{bd}^{01} = K_2^0, \\ R_1 &= +W \cdot h = R_1^0. \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (49)$$

Die Unbekannten $EJ_c \cdot \varphi_a$, $EJ_c \cdot \varphi_b$ und $EJ_c \cdot \mu$ werden in allgemeinen Zahlen ausgerechnet.

Hierzu benötigt man die Werte der Determinanten ΔN und ΔZ_1 , ΔZ_2 , ΔZ_3 (Belastungsglieder in die 1., 2. und 3. Spalte eingesetzt).

Die Zwischenrechnung wird weggelassen; es werden nur die Ergebnisse mitgeteilt.

$$\Delta N = \frac{36}{h^2 \cdot l_o' \cdot l_u'} \cdot (l_o' + l_u' + 3h) = \frac{36}{h^2 \cdot l_o' \cdot l_u'} \cdot L, \dots (50a)$$

$$\Delta Z_1 = \frac{12}{h^2} \cdot (K_1 + K_2 + R_1) + \frac{18}{l_o' \cdot h} \cdot (2K_1 + R_1),$$

$$\Delta Z_2 = \frac{12}{h^2} \cdot (K_1 + K_2 + R_1) + \frac{18}{l_u' \cdot h} \cdot (2K_2 + R_1),$$

$$\Delta Z_3 = \frac{12}{h^2} \cdot (K_1 + K_2 + R_1) + \frac{18}{l_o' \cdot h} \cdot K_1 + \frac{18}{l_u' \cdot h} \cdot K_2 + \frac{12l_u' + 12l_o' + 9h}{h \cdot l_u' \cdot l_o'} \cdot R_1 \dots (50b-d)$$

Damit erhält man die Unbekannten zu:

$$\begin{aligned} EJ_c \cdot \varphi_a &= \frac{\Delta Z_1}{\Delta N} = \frac{l_u' \cdot l_o'}{3L} \cdot (K_1 + K_2 + R_1) + \frac{h \cdot l_u'}{2L} \cdot (2K_1 + R_1), \\ EJ_c \cdot \varphi_b &= \frac{\Delta Z_2}{\Delta N} = \frac{l_u' \cdot l_o'}{3L} \cdot (K_1 + K_2 + R_1) + \frac{h \cdot l_o'}{2L} \cdot (2K_2 + R_1), \\ EJ_c \cdot \mu &= \frac{\Delta Z_3}{\Delta N} = \frac{l_u' \cdot l_o'}{3L} \cdot (K_1 + K_2 + R_1) + \frac{h \cdot l_u' \cdot (6K_1 + 4R_1) + h^2 \cdot 3R_1}{12L} + \frac{h \cdot l_o' \cdot (6K_2 + 4R_1)}{12L}. \end{aligned} \quad (51)$$

Mit den Verformungen $EJ_c \cdot \varphi_a^0$, $EJ_c \cdot \varphi_b^0$ und $EJ_c \cdot \mu^0$, die man aus der äußeren Belastung (Belastungsglieder: K_1^0 , K_2^0 und R_1^0) erhält, berechnet man die Biegemomente nach Theorie I. Ordnung M_{ab}^1 , M_{ac}^1 usw.

Für den ersten Iterationsschritt in Richtung M^{II} , nämlich ΔM_1 , wird die Normalkraft im Pfosten N auf das verformte Tragwerk aufgebracht. Bei Vernachlässigung der Stabkrümmungen im Pfosten tritt nur in der Netzgleichung ein Belastungsglied auf, während bei Berücksichtigung der Stabkrümmungen längs der Stabachse ein Biegemoment $N \cdot v_R$ entsteht, für das sich Einspannmomente als Belastungsglieder M_{ik}^{01} angeben lassen. Ohne Ableitung sei mitgeteilt (Bild 18):

$$\begin{aligned} v_R &= (\varphi_a - \mu) \cdot h \cdot \left(\frac{x}{h} - 2 \frac{x^2}{h^2} + \frac{x^3}{h^3} \right) - \\ &\quad - (\varphi_b - \mu) \cdot h \cdot \left(\frac{x^2}{h^2} - \frac{x^3}{h^3} \right) \dots \dots \dots (52) \end{aligned}$$

Die Biegemomente längs der Stabachse $M = N \cdot v_R$, die man sich auch durch eine Querlast entstanden denken kann, liefern die Einspannmomente M_{ab}^0 und M_{ba}^0 , die nach dem Kraftgrößenverfahren zu berechnen sind. Die Ergebnisse werden sofort angeben:

$$M_{ab}^0 = N \cdot h \left[-\frac{4}{30} (q_a - \mu) + \frac{1}{30} (q_b - \mu) \right] \quad \dots (53)$$

$$M_{ba}^0 = N \cdot h \left[\frac{1}{30} (q_a - \mu) - \frac{4}{30} (q_b - \mu) \right] \quad \dots (54)$$

(Vorzeichenregel nach Mohr)

Damit lauten die Belastungsglieder im Gleichungssystem (48):

Fall I:

$$K_1 = 0$$

$$K_2 = 0$$

$$R_1 = + N \cdot \mu^0 \cdot h \quad \dots (54)$$

Fall II:

$$K_1 = -\frac{N \cdot h}{30} \cdot (-4 q_a^0 + q_b^0 + 3 \mu^0)$$

$$K_2 = -\frac{N \cdot h}{30} \cdot (-4 q_b^0 + q_a^0 + 3 \mu^0) \quad \dots (55)$$

$$R_1 = + N \cdot \mu^0 \cdot h + \frac{N \cdot h}{30} \cdot (3 q_a^0 - 3 q_b^0 + 6 \mu^0)$$

Wir setzen diese Belastungsglieder für Fall I und Fall II in die Gleichungen (51) ein und erhalten $EJ_c \cdot q_a^1$, $EJ_c \cdot q_b^1$ und $EJ_c \cdot \mu^1$. Auf die Wiedergabe der umfangreichen Zwischenrechnung wird verzichtet.

Fall I:

$$EJ_c \cdot \bar{q}_a^1 = \frac{N \cdot \mu^0 \cdot h \cdot l_u'}{6L} \cdot (2l_o' + 3h)$$

$$EJ_c \cdot \bar{q}_b^1 = \frac{N \cdot \mu^0 \cdot h \cdot l_o'}{6L} \cdot (2l_u' + 3h) \quad \dots (56)$$

$$EJ_c \cdot \bar{\mu}^1 = \frac{N \cdot \mu^0 \cdot h}{12L} \cdot [4(l_u' \cdot l_o' + h \cdot l_u' + h \cdot l_o') + 3h^2]$$

Fall II:

$$EJ_c \cdot \bar{q}_a^1 = EJ_c \cdot \bar{q}_a^1 + \frac{N \cdot h^2 \cdot l_u'}{12L} \cdot (q_a^0 - q_b^0)$$

$$EJ_c \cdot \bar{q}_b^1 = EJ_c \cdot \bar{q}_b^1 + \frac{N \cdot h^2 \cdot l_o'}{12L} \cdot (q_b^0 - q_a^0) \quad \dots (57a-c)$$

$$EJ_c \cdot \bar{\mu}^1 = EJ_c \cdot \bar{\mu}^1 + \frac{N \cdot h}{120L} \cdot [h \cdot l_u' \cdot (4 q_a^0 - 6 q_b^0 + 2 \mu^0) + h \cdot l_o' \cdot (4 q_b^0 - 6 q_a^0 + 2 \mu^0) + h^2 \cdot (-3 q_a^0 - 3 q_b^0 + 6 \mu^0)]$$

Aus Gleichung (57c) ist zu entnehmen, daß die von K. Herber [10] eingeführte sogenannte Stielkorrektur bei der Ermittlung des Stabdrehwinkels zahlenmäßig auch nicht näherungsweise festgelegt werden kann; ihr Wert kann sich in weiten Grenzen bewegen.

Es werden die Stabendmomente des Stieles für Fall I und Fall II ausgerechnet.

Fall I:

Mit $EJ_c \cdot \bar{q}_a^1$ usw. und $M_{ab}^{01} = M_{ba}^{01} = 0$

$$\bar{M}_{ab}^1 = -\frac{N \cdot \mu^0 \cdot h}{2L} \cdot (2l_o' + 3h), \quad \dots (58)$$

$$\bar{M}_{ba}^1 = -\frac{N \cdot \mu^0 \cdot h}{2L} \cdot (2l_u' + 3h).$$

Fall II:

Mit $EJ_c \cdot \bar{q}_a^1$ usw. und M_{ab}^{01} und M_{ba}^{01} nach Gleichung (53)

$$\bar{M}_{ab}^1 = \bar{M}_{ba}^1 - \frac{N \cdot h^2}{4L} \cdot (q_a^0 - q_b^0), \quad \dots (59)$$

$$\bar{M}_{ab}^1 = \bar{M}_{ba}^1 - \frac{N \cdot h^2}{4L} \cdot (q_b^0 - q_a^0).$$

Den Sonderfall der gelenkigen Lagerung des Stieles bei (a) oder (b) erhält man mit $l_u' = \infty$ oder $l_o' = \infty$.

Ferner ist zu setzen:

für Gelenk bei (a) $q_a = 1,5\mu - 0,5 q_b$. . . (60)

für Gelenk bei (b) $q_b = 1,5\mu - 0,5 q_a$

Aus Gleichung (58) ist eine selbstverständliche Voraussetzung für die Anwendbarkeit des vereinfachten Näherungsverfahrens zu entnehmen: es müssen überhaupt Stabdrehwinkel auftreten ($\mu^0 \neq 0$).

Zur Beantwortung der eingangs gestellten Frage, ob die Stabkrümmungen in jedem Falle vernachlässigt werden dürfen, bilden wir mittels der Gleichungen (58) und (59) den Quotienten

$$\varepsilon_{M_{ab}} = \frac{\bar{M}_{ab}^1 - \bar{M}_{ab}^1}{\bar{M}_{ab}^1} = \frac{1}{2} \cdot \frac{h \cdot (q_a^0 - q_b^0)}{(2l_o' + 3h) \cdot \mu^0} \quad (61 a, b)$$

$$\varepsilon_{M_{ba}} = \frac{\bar{M}_{ba}^1 - \bar{M}_{ba}^1}{\bar{M}_{ba}^1} = \frac{1}{2} \cdot \frac{h \cdot (q_b^0 - q_a^0)}{(2l_u' + 3h) \cdot \mu^0}.$$

Diese Gleichungen sind nur auf die Pfosten anzuwenden. q_a^0 und q_b^0 sind mit Vorzeichen einzuführen (Uhrzeigerregel)⁴⁾. Der Betrag von ε multipliziert mit 100

$$\varepsilon \cdot 100 [\%] \quad \dots (62)$$

gibt den prozentualen Fehler beim Biegemoment des ersten Iterationsschrittes (\bar{M}_1) an, der dadurch entsteht, daß man die Stabkrümmungen vernachlässigt. Der Fehler ist groß, wenn die Knotendrehwinkel an den Enden des Stieles verschiedenes Vorzeichen haben, er ist klein, wenn das Vorzeichen gleich ist, wie z. B. bei Rahmen unter Windbelastung. Das Skizzieren einer Verformungsfigur ist also zu empfehlen.

Eine weitere, zunächst überraschende Tatsache wird durch die Gleichungen (61) aufgezeigt. Der Fehler ε kann sowohl positiv als auch negativ sein; ein positives ε an einem Stabende hat ein negatives ε am anderen Stabende zur Folge. Oder mit anderen Worten: da nach den Gleichungen (58) \bar{M}_{ab} und \bar{M}_{ba} gleiches Vorzeichen haben, weichen bei Vernachlässigung der Stabkrümmungen die Biegemomente an einem Stabende nach der sicheren Seite, am anderen Stabende nach der unsicheren Seite ab.

Die Gleichungen (61) ermöglichen es schließlich, das vereinfachte Näherungsverfahren auch dann anzuwenden, wenn der durch die Vernachlässigung der Stabkrümmungen entstehende Fehler groß ist. Man braucht dann nur das Ergebnis für \bar{M}_1 nach dem vereinfachten Näherungsverfahren um den Fehler ε zu korrigieren.

$$\bar{M}_1 = \bar{M}_1 \cdot (1 + \varepsilon). \quad \dots (63)$$

Setzt man in die Gleichungen (61) für h , l_o und l_u' die Länge des Stieles und die reduzierten Längen für den zugehörigen oberen und unteren Riegel ein, dann stellt die Korrekturgleichung (63) eine — aber ausreichende — Näherung dar, weil die Gleichungen (61) eben nur für den Rahmen nach Bild 17 richtig sind.

4. Zahlenbeispiel

Ein zweistöckiger Rahmen mit schrägen Stielen im unteren Geschoß (Bild 19) wird nach Spannungstheorie II. Ordnung berechnet.

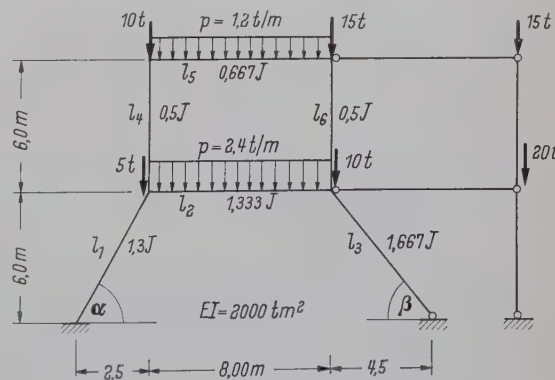


Bild 19. Tragwerk mit Abmessungen und Belastungen des Zahlenbeispiels

Zunächst werden die Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung, dann nach Theorie II. Ordnung mittels des vereinfachten Näherungsverfahrens und schließlich mit Hilfe der Differentialgleichung bestimmt. Die Ergebnisse sind in Tafel 2 zusammengestellt.

4) Die den Gleichungen (61) entsprechenden Gleichungen (26) und (26a) der Veröffentlichung von K l e m e n t [9] sind unter der irrigen Voraussetzung entstanden, daß die Knoten- und Stabdrehwinkel q_a , q_b und q_{ab} als Lösungen zweier verschiedener Gleichungssysteme, nämlich des einen mit den Koeffizienten nach Th. I. O. (4, 2 und 6) und des anderen mit den Koeffizienten nach Th. II. O. (a, β und γ) einander gleich wären. Dies ist nicht der Fall, und deshalb ist die Differenzbildung unzulässig.

Stab 5: $N_5 = 1,204 \text{ t}$, $\frac{l_5}{EJ_5} A_5 = 3,991 \text{ 91}$,
 $EJ_5 = 1333,3 \text{ tm}^2$, $\frac{l_5}{EJ_5} B_5 = 2,002 \text{ 00}$,
 $(\alpha l)_5 = 0,240 \text{ 44}$,
Stab 6: $N_6 = 19,504 \text{ t}$, $\frac{l_6}{EJ_6} A_6 = 3,905 \text{ 50}$,
 $EJ_6 = 1000 \text{ tm}^2$, $\frac{l_6}{EJ_6} B_6 = 2,023 \text{ 92}$,
 $(\alpha l)_6 = 0,837 \text{ 95}$, $\frac{l_6}{BJ_6} B_6 = 2,023 \text{ 92}$.

Die Belastungsglieder lauten s. Gl. (38a):

$$M_{ab}^\circ = -M_{ba}^\circ = \frac{-2666,7 \cdot 2,4 + 0,5 \cdot 2666,7 \cdot 1,907 \cdot 13 \cdot 2,4}{23,003} = -12,91925 \text{ mt},$$
$$M_{cd}^\circ = -M_{dc}^\circ = -6,40 \text{ mt}.$$

(Bei kleinen Normalkräften, d. h. bei kleinen αl -Werten ist Gl. (38)

zu ungenau. Man müßte mindestens 8stellige $\frac{l_i}{EJ_i} \cdot A_i$ -Werte zur Verfügung haben. Es empfiehlt sich in solchen Fällen, ohne daß man einen ins Gewicht fallenden Fehler begeht, die Einspannmomente M_{ik}° aus Th. I. O. zu übernehmen, wie es hier geschehen ist.

Es ergibt sich wiederum ein 6gliedriges Gleichungssystem:

$EJ\varphi_a$	$EJ\varphi_b$	$EJ\varphi_c$	$EJ\varphi_d$	$EJ\mu_1$	$EJ\mu_4$	
+ 1,763 47	+ 0,336 45	+ 0,168 21		+ 0,319 58	- 0,495 44	+ 12,919 25
+ 0,336 45	+ 1,614 60		- 0,168 66	+ 0,232 09	- 0,494 12	- 12,919 25
+ 0,168 21		+ 0,659 89	+ 0,166 83	+ 0,437 06	- 0,495 44	+ 6,400 00
	+ 0,168 66	+ 0,166 83	+ 0,658 12	+ 0,437 06	- 0,494 12	- 6,400 00
- 0,319 58	+ 0,232 09	+ 0,437 06	+ 0,437 06	+ 4,820 39		- 103,800 00
- 0,495 44	- 0,494 12	- 0,495 44	+ 0,494 12		+ 1,830 32	0

Das Gleichungssystem liefert die Unbekannten:

$$EJ\mu_4 = 10,6854, \quad EJ\varphi_d = 7,4372$$
$$EJ\mu_1 = -24,6979, \quad EJ\varphi_c = 31,3395$$
$$EJ\varphi_b = -2,6606$$
$$EJ\varphi_a = 3,3705$$

Die Stabendmomente und die aus den Gleichgewichtsbedingungen folgenden Querkräfte und Normalkräfte sind in Spalte 5 angegeben.

Die errechneten Normalkräfte stimmen mit den angenommenen nicht vollständig überein. Eine Wiederholung der Rechnung ist jedoch nicht notwendig. Ein Vergleich der Ergebnisse in Spalte 4 (vereinfachtes Näherungsverfahren) mit denen in Spalte 5 (strenge Lösung) zeigt eine sehr gute Übereinstimmung, obwohl nach den getroffenen Voraussetzungen das vereinfachte Näherungsverfahren auf Rahmen mit schrägen Stielen nur mit Vorsicht angewandt werden sollte.

5. Schlußbemerkung

Zusammenfassend kann man feststellen, daß sowohl der in Abschnitt 2 behandelte Nachweis mittels ω -Zahlen als auch der in Abschnitt 3 besprochene Nachweis nach Spannungstheorie II. Ordnung — der erstgenannte unter gewissen Vorbehalten — ausreichend zuverlässige Ergebnisse liefern und daß nicht von vornherein zugunsten eines dieser Verfahren eine Entscheidung getroffen werden kann.

Der Vorteil des ω -Nachweises besteht in seiner einfachen Handhabung, wenn einmal die wirksame Knicklänge bekannt ist. Die Möglichkeiten für ihre Berechnung auf Grund eines neuen Verfahrens wurden im Rahmen dieser Veröffentlichung besprochen. Beim Spannungsnachweis für den Riegel ist Vorsicht geboten.

Der Nachweis nach Spannungstheorie II. Ordnung ist wirklichkeitstreu und oft — trotz höherer Sicherheitszahlen — wirtschaftlich. Die Vorteile der Berechnung eines Rahmens nach Th. II. O. werden erst recht zur Geltung kommen, wenn man Teilplastizierungen im Querschnitt zuläßt oder wenn man sich entschließt, in gewissen Fällen die Sicherheit zu verkleinern.

Schrifttum

- [1] Jungbluth, O.: Der mehrfeldrig, elastisch gestützte, querbelastete Druckstab und seine Anwendung auf die Berechnung mehrfach abgespannter Funkmasten nach der Spannungstheorie II. Ordnung. Dissertation T. H. Darmstadt 1953.
- [2] Klöppel, K. und Goder, W.: Näherungsweise Berechnung der Biegemomente nach Spannungstheorie II. Ordnung zur Bemessung von außermittig gedrückten Stäben nach DIN 4114 Ri 10.2. Stahlbau 26 (1957) H. 7 S. 188.
- [3] Klement, R.: Knickuntersuchung von Rahmentragwerken nach DIN 4114 Ri 10.2 mit Hilfe des Ausgleichsverfahrens von Kani. Stahlbau 26 (1957) H. 12 S. 372.
- [4] Herber, K. H.: Vereinfachte, einheitliche Berechnung von Knickproblemen Bautechnik (1956) H. 5 S. 435.

Verschiedenes

LD-Stahl¹⁾

Das LD-Verfahren ist ein von österreichischen Hüttenleuten in den Jahren 1949 bis 1951 entwickeltes, neuartiges Stahlherstellungsverfahren, nach dem Roheisen verschiedenster Zusammensetzung durch Aufblasen reinsten Sauerstoffes gefrischt wird. Dieses neue Verfahren wird nunmehr in allen größeren Industrieländern in steigendem Maße angewendet. Haben die jetzt schon in Betrieb und Bau befindlichen Werke eine Jahreskapazität von 15 Millionen Tonnen LD-Stahl erreicht, so beträgt die Kapazität der zur Zeit fest geplanten Werke in der ersten Ausbaustufe weitere 20 Millionen tato. Unter diesen befindet sich auch ein Werk, das in der letzten Ausbaustufe mehr als 5 Millionen tato LD-Stahl herstellen wird. Diesen außergewöhnlichen Erfolg, den das LD-Verfahren in den nicht ganz 7 Jahren seit der Inbetriebnahme des ersten LD-Stahlwerkes in Linz/Donau erzielen konnte, liegt nicht allein auf metallurgisch-technischem Gebiet, sondern auch in der breiten Anwendbarkeit des Verfahrens und der ausgezeichneten Qualität der verschiedenartigsten unlegierten und legierten Stähle.

LD-Stahl enthält fertig gefrischt so wenig Sauerstoff, daß eine übliche Desoxydation unterbleiben kann. Er ist arm an Stickstoff, da das Frischgas keinen Stickstoff enthält. Infolge der außergewöhnlich hohen Reaktionstemperaturen fällt der Stahl sehr phosphor- und schwefelarm an und ist auch weitgehend frei von unerwünschten Begleitelementen.

Die metallurgischen Verhältnisse machen das LD-Verfahren natürlich auch für die Herstellung hochwertiger Baustähle geeignet, und es wird in der Veröffentlichung auf bemerkenswerte Bewährungen hingewiesen. In der Schweiz wurde beispielsweise der 1. Vierendeelträger nach der bekannten Katastrophe von 1938 aus LD-Stahl geschweißt. In Finnland wurde eine geschweißte Straßen-Eisenbahnbrücke aus kaltehätem LD-Stahl St 52 errichtet. In Österreich wurde eine Druckleitung mit der bisher größten Gefällshöhe

von rd. 1700 m aus den LD-Sonderbaustählen Aldur 47 und Aldur 58 geschweißt. Geschweißte Kesseltrommeln, Wanddicke 60 mm, für 100 atü, geschweißte Apparatekessel aus unlegiertem LD-Stahl für Betriebstemperaturen bis -180°C haben ihre Bewährungsproben hinter sich. In den österreichischen Normen ist LD-Stahl für alle Bau-, Maschinenbau-, Kessel-, Vergütungs- und Einsatzstähle dem Elektro- und SM-Stahl gleichgestellt, ebenso auf dem Gebiete der Schmiedestücke und dem Stahlguß. Wo immer man heute LD-Stahl erzeugt, hat man festgestellt, daß seine Qualität in vieler Beziehung die des SM-Stahles übertrifft. Alle Klassifikationsgesellschaften für Seeschiffe haben LD-Stahl für alle Güten zugelassen. Die Zulassung durch den Deutschen Dampfkesselüberwachungsverein wird in Kürze erteilt werden. Auch in anderen Ländern, vor allem in USA, räumt man die Schwierigkeiten, die anfänglich der Anwendung dieser neuen Stahlsorte gemacht wurden, weg.

Für den Stahlbau ist die hohe Trennbruchssicherheit des LD-Stahles sehr interessant. Sie wird an Ergebnissen von Aufschweißbiegeversuchen mit 100 mm dicken Grobblechen und an einem Großbiegeversuch mit LD-Stahl St 52 vorgeführt. Aufschweißbiegeversuche wurden an hochfesten LD-Bau-Stählen St 52 und dem Kesselbaustahl 19 Mn 5 auch an Blechen von 180 mm Dicke unter dem Fallhammer mit guten Ergebnissen durchgeführt. Diese hohe Trennbruchssicherheit, die im wesentlichen mit der Reinheit des LD-Stahles zu begründen ist, macht ihn für anspruchsvolle Verwendungen, z. B. für Druckgefäße der Atomkraftwerke, besonders geeignet, zumal LD-Stahl auch mit sehr niedrigen Kobaltgehalten hergestellt werden kann. Die Bruchssicherheit geschweißter, rohrförmiger Körper wird an Hand von Ergebnissen des Sprengberstversuches vorgeführt. Hier wurden mit Wasser gefüllte Rohre durch Abschießen von Sprengladungen bis zur Zerstörung geprüft. Diese Versuche wurden mit bemerkenswerten Ergebnissen auch bei Temperaturen von -10°C ausgeführt.

In Österreich beträgt die LD-Stahlproduktion derzeit 1,25 Millionen tato. Durch die Errichtung eines zweiten LD-Stahlwerkes

¹⁾ Nach Weitzer, H. P. und Hauttmann, H.: Der LD-Stahl, seine Herstellung und seine Eigenschaften, VDI-Zeitschrift (1959) Nr. 13 v. 1. 5. 1959 S. 514.

bei den Vereinigten Österreichischen Eisen- und Stahlwerken (VÖEST) in Linz/Donau wird die LD-Stahlerzeugung auf 1,80 Millionen t/ja steigen und nach dem Endausbau des neuen Stahlwerkes 2,35 Millionen t/ja erreichen. Für diese starke Ausweitung der LD-Stahlerzeugung waren in Österreich die Exporte hochwertiger Massenstähle — also in erster Linie Qualitätsgründe — maßgebend.
H. H a u t t m a n n

Die vorgespannte Dachkonstruktion des neuen Flughafengebäudes der PAA in New York¹⁾

Auf dem New Yorker internationalen Flughafen errichtet z. Zt. die Pan-American Airways mit einem Kostenaufwand von 8 Mio \$ ein neuzeitliches Abfertigungsgebäude, das mit seinem rundum laufenden und 35 m auskragenden Vordach bei einer Traufenhöhe von 17,40 m die Abfertigung auch der größten Düsenflugzeuge „im Trockenen“ ermöglicht.

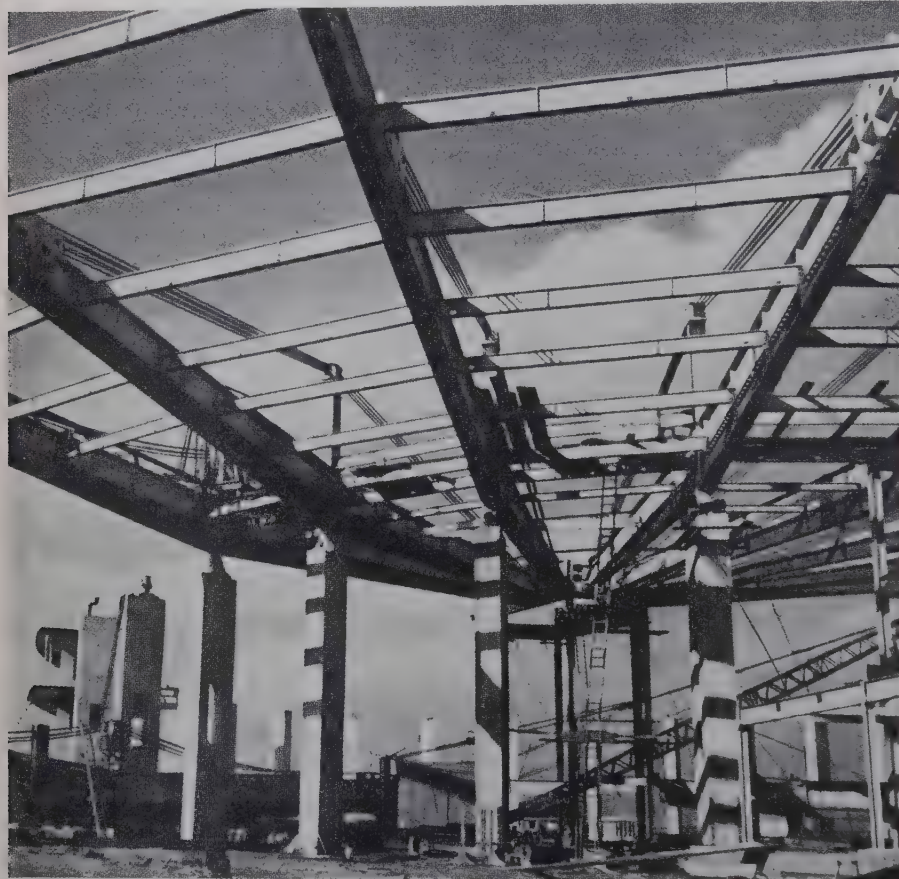


Bild 1. Montage der Dachkonstruktion

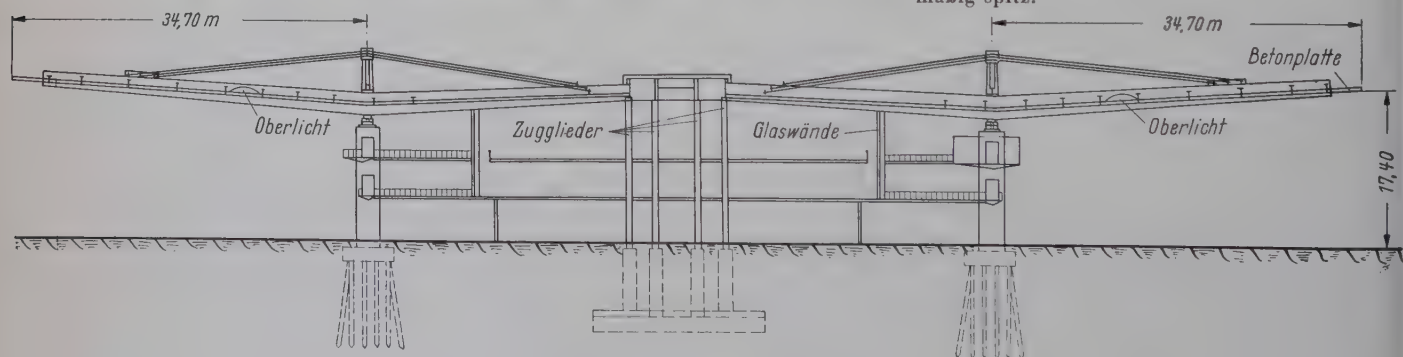


Bild 2. Schnitt durch das Abfertigungsgebäude

Die Halle überdacht als eine riesige Ellipse eine Fläche von 16 000 Quadratmetern mit einem größeren Durchmesser von 161 m und einem kleineren Durchmesser von 129 m. 32 Stützen aus Stahlbeton, die in der Anordnung ebenfalls eine Ellipse von 91 m größerem Durchmesser bilden, tragen die radial laufenden vollwandigen Dachbinder. Die inneren Enden dieser Träger sind mit einem sechseckigen horizontalen Rahmen verbunden, der wieder-

um über 6 Zuganker die negativen Auflagerkräfte an das Zentralfundament abgibt. Das statische System ist ein auf einer eingespannten Stütze beweglich gelagerter Balken mit zwei etwa gleich großen Kragarmen, deren einer durch ein Zugglied rückverankert ist (Bild 1).

Als Pfetten werden geknickte konzentrisch verlaufende I-Träger verwendet, die als einfache Träger zwischen den Bindern versenkt angeordnet sind. Lediglich die beiden äußersten Pfettenstränge sind an den Stegen und oberen Flanschen der Binder steif angeschlossen, um Flattern eines einzelnen Kragarmes durch Lastverteilung auf die Nachbarträger zu verhindern. Die Dachhaut besteht aus Leichtbeton-Platten, die von einem elliptischen Oberlicht-Streifen unterbrochen sind. Die unteren Flansche der Pfetten sind aus Gründen des Feuerschutzes einbetoniert. Da die Dachbinder ähnlich den Bindern einstelliger Bahnsteigdächer nach oben geknickt sind, wird das Dach durch die Stützen hindurch entwässert.

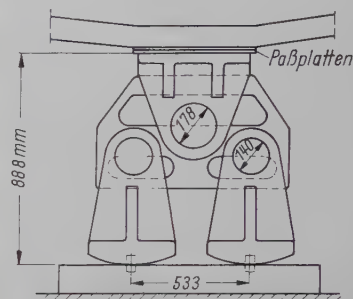


Bild 3. Bewegliche Lager auf den Stützen

Das innerhalb der Betonstützen untergebrachte mehrstöckige Abfertigungsgebäude (Bild 2) ist rundum verglast. Zwischen Dach und Glaswänden des Gebäudes angeordnete Dehnungsfugen machen beide Konstruktionen unabhängig voneinander.

Die vollwandigen Binder sind über den Stützen 2,1 m hoch; die Stegblechhöhe nimmt zum Rand auf 1,37 m ab. Die Flansche sind 50 bis 75 mm dick; das Stegblech zeigt Dicken von 12 und 25 mm. In den Drittelpunkten sind geschweißte Montage-Vollstöße vorhanden. Alle Stumpfnahte wurden durchstrahlt.

Die Kragarme sind durch sechs obenliegende Kabel zur Mitte abgespannt. Die Kabel haben bei 63,5 mm Durchmesser eine Mindestbruchlast von 380 t mit einem E-Modul von 1 687 000 kg/cm². Sie sind am äußeren Kragarm einstellbar befestigt und verschieblich in einem Sattel gelagert, der wiederum längsbeweglich auf einer im Binder eingespannten Stahlstütze ruht. Der Winkel zwischen den schrägen Kabeln und den gegenläufig geneigten Obergurten ist verhältnismäßig spitz.

Die Binder wurden am Boden zusammengebaut und die Kabel lose angebracht, wobei der Sattel auf einem Hilfsposten ruhte. Dann wurde der Binder mit 75 t Gewicht auf die Stahlbetonstütze gesetzt und an der steifen Rückverankerung in der Mitte der Ellipse befestigt. Mehrere nebeneinander liegende Träger wurden anschließend durch Pfetten lose verbunden. Zum Vorspannen wurde zunächst der Sattel von einem Kran angehoben und der Hilfsposten durch einen Rahmen mit eingebauten Pressen ersetzt. Nach dem Einbringen der Anfangsvorspannung und Justierung der

¹⁾ Levinton, Zuss: Terminal's prestressed steel roof is umbrella for jet passengers. Eng. News Record 162 (1959), No. 9, S. 30/37.

sechs Kabel für gleiche Spannkraft wurde der Sattel so hoch gepreßt, daß der endgültige 4,35 m hohe Pfosten eingebaut werden konnte, und der Sattel darauf abgesetzt. Eine gewisse elastische Überdehnung war dabei notwendig. Je Binder wurde eine Vorspannkraft bis 300 t eingeleitet, die durch ihre exzentrische Wirkungslinie die Zugspannungen im oberen Trägerquerschnitt erheblich vermindert. Dazu tritt noch die entlastende Wirkung der Vertikalkomponente als elastische Aufhängung der Kragarme.

Die endgültige genaue Höhenlage wurde durch Differenzbleche über den Lagern auf den Stahlbetonstützen hergestellt (Bild 3). Auch die Ausbildung dieser längsbeweglichen Lager verdient Beachtung. Zwei als Kreisabschnitte wirkende Stahlguß-Pendel tragen ein gelenkartiges festes Lager. Die Bauhöhe des Lagers konnte bei dieser Anordnung auf 89 cm beschränkt werden, erscheint aber noch reichlich hoch.

Besondere Aufmerksamkeit mußte der Windbelastung geschenkt werden, wobei geschätzte Werte für Druck und Sog auf das Dach bei Hurrikanen zu Grunde gelegt wurden. Es war notwendig, die Eigenfrequenz des Tragwerkes vorauszubestimmen und die Flatter- und Wirbelverformungen zu analysieren. Die Berechnungen ergaben, daß Flattern und Wirbelscheinungen erst bei Geschwindigkeiten auftreten, die weit über der der Berechnung zu Grunde gelegten kritischen Windgeschwindigkeit von 240 km/h liegen. Aus Sicherheitsgründen wurden jedoch — wie bereits erwähnt — die beiden äußeren Pfettenstränge biegesteif angeschlossen.

Dipl.-Ing. Alfred Ohlemutz

Leitplanken aus Stahl beim Straßenbau

Um an gefährlichen Straßenabschnitten einen wirksamen Schutz zu bieten, wurden Stahlleitplanken entwickelt, die den Bedingungen des heutigen schnellen Straßenverkehrs angepaßt sind.

Die Aufgabe bestand darin, eine Schutzplanke zu konstruieren, die nicht nur elastische Eigenschaften, sondern auch ausreichende Festigkeit besitzt und von einer Vorspannung unabhängig ist. Die Lösung besteht in einem leichten Stahlblechträger, der in Längsrichtung zugfest verbunden wird. Seine Profilierung gibt dem Träger ein ausreichendes Widerstandsmoment gegen Biegung, und die im Erdreich verankerten Stahlpfosten bilden für das als Durchlaufträger wirkende System elastische Stützen.

1934 prüfte das Missouri Department of Highways verschiedene Profile und veröffentlichte die Ergebnisse in einer Niederschrift, die in den USA als „Missouri-Versuche“ bekanntgeworden ist. Diese Versuchsergebnisse ließen die Überlegenheit eines Profils erkennen, das aus zwei kräftigen Wellungen besteht. Die Planken werden biegesteif überlappt. Alle Flächen sind nach unten geneigt, die Verbindungsschrauben sitzen im Innern des Profils und der Pfostenabstand beträgt 3,81 m. Zahlreiche Versuche gingen der genauen Festlegung des Profils und der Verbindungsmittel voraus, bevor diese Planke in Produktion ging; bei Durchbiegungsmessungen wurde z. B. eine Einzellast von 1360 kg getragen. Die wirtschaftliche Länge derartiger Stahlleitplanken liegt zwischen 3,50 und 4,0 m; bei größeren Längen wird das Auswechseln beschädigter Planken unwirtschaftlich. Die Stahlleitplanken werden entweder in großen Mengen gewalzt oder im Gesenk auf der Abkantpresse geformt. Das Profil der Stahlleitplanke weist ein günstiges Verhältnis von Widerstandsmoment zur Querschnittsfläche auf und ist andererseits so ausgebildet, daß es einem auffahrenden Fahrzeug eine möglichst kleine und glatte Berührungsfläche bietet. Hinsichtlich der Frage nach der zu wählenden Blechdicke und Stahlqualität sind zwei Gesichtspunkte zu beachten, die sich jedoch gut koordinieren lassen: die Elastizität und das Gewicht der Planke, das aus wirtschaftlichen Gründen möglichst gering sein soll.

Die vorhin erwähnten Missouri-Versuche gaben auch hier den notwendigen Aufschluß. Man entschied sich für eine Normalausführung in 2,7 mm dickem Stahlblech und für einen Stahl, der hinsichtlich der Festigkeit mit dem deutschen St 52 gleichzusetzen ist; in Deutschland werden demgegenüber Stahlleitplanken aus St 37 und zum Ausgleich mit einer Blechdicke von 3 mm verwendet.

Bei normalen Bodenverhältnissen gibt eine 1,20 m tiefe Einspannung im Erdreich der Anlage genügend Stabilität. Ob die Aufstellung der Pfosten durch Ankerplatten versteift werden soll oder nicht, ist umstritten.

Die Pfosten sollen, wenn möglich, elastisch eingebettet sein, damit ein Stoß weich aufgefangen werden kann. Die Pfostenrammung und das Setzen der Pfosten in gebohrte Erdlöcher stehen sich dabei wirtschaftlich in nichts nach. Bei stark felsigen Böden können die Pfosten etwa 0,50 m tief im Boden einbetoniert werden. Nach der Montage wird die Anlage zweckmäßig im Spritzverfahren mit einem weißen Grund- und Deckanstrich versehen. Besonders starke Krümmungen mit Halbmessern unter etwa 30 m können durch Vorwölbung der Planken im Werk knickfrei und spannungslos hergestellt werden.

H. Anders

Elektroden und Zusatzdrähte zum Schweißen von nichtgleichartigen Metallen¹⁾

Ein neuer Bericht der International Nickel Co. faßt die Ergebnisse und Erfahrungen aus laboratoriums- und betriebsmäßiger Erprobung einer Schweißelektrode und eines Schweißzusatzdrahtes zusammen, die für das Verschweißen von nichtgleichartigen Werkstoffen besonders entwickelt wurden.

Der Bericht¹⁾ vermittelt einen Überblick über die Schwierigkeiten, die bei Herstellung solcher Schweißverbindungen auftreten. Die Eigenschaften, die vom Zusatzdraht für artungsgleiche Schweißverbindungen gefordert werden, sind nachstehend zusammengefaßt:

1. Hohe Unempfindlichkeit gegen Verdünnung durch Eisen, Nickel, Chrom und Kupfer, ohne daß spröde rißanfällige Legierungen gebildet werden.
2. Niedriger thermischer Ausdehnungskoeffizient.
3. Der Zusatzwerkstoff muß bei hohen Anwendungstemperaturen und langen Zeiten gegen schädliche Werkstoffveränderungen, wie z. B. σ -Phasenbildung und C-Diffusion, beständig sein.
4. Gute Korrosions- und Oxydationsbeständigkeit.
5. Hohe Festigkeit und Zähigkeit bei hohen und niedrigen Temperaturen.

Im Hinblick auf diese Anforderungen hat die International Nickel Company ein umfangreiches Versuchsprogramm zur Entwicklung einer ummantelten Elektrode und eines nackten Zusatzdrahtes durchgeführt, mit denen zufriedenstellende Schweißverbindungen von Legierungen mit hohem Nickel-Gehalt, nichtrostenden Stählen und niedriglegierten Stählen erzielt werden können. Diese Arbeiten führten zur Inco-Weld-A-Elektrode und zum Inco-Weld-A-Schweißdraht, deren Eigenschaften und Anwendungsmöglichkeiten in den Berichten der International Nickel Co. nun ständig erörtert werden. Die Richtzusammensetzung in Gew.-% der beiden Schweißstoffe ist aus der nachstehenden Tafel zu ersehen.

	C	Mn	Fe	S	Si	Cu
Inco-Weld-A-Elektrode	max. 0,15	1,0–3,0	6,0–12,0	max. 0,02	max. 0,75	max. 0,5
Inco-Weld-Zusatzdraht	max. 0,07	2,0–2,75	max. 8,0	max. 0,01	max. 0,15	max. 0,20

	Al	Ti	Cr	Nb	Mo	Ni + Co
Inco-Weld-A-Elektrode	—	—	13,0–17,0	1,0–2,0	0,5–2,0	Rest
Inco-Weld-Zusatzdraht	max. 0,10	2,75–3,35	15,0–17,0	—	—	Rest

Die in weiteren Tafeln zusammengestellten Werte umfassen die mechanischen Eigenschaften des Schweißgutes, die Eigenschaften von Schweißnähten verschiedener Werkstoffe bei normalen und erhöhten Temperaturen und Kerbschlagwerte, die zeigen, daß der neue Schweißzusatzwerkstoff für das Schweißen von tiefzähnen Stählen geeignet ist. Eine Liste typischer Schweißnähte, die mit der Inco-Weld-A-Elektrode oder dem entsprechenden Zusatzdraht durchgeführt wurden, umfaßt über 40 artungsgleiche Schweißverbindungen, darunter Kombinationen von Eisenwerkstoff/Eisenwerkstoff und Eisenwerkstoff/Nichteisenwerkstoff. Der neue Schweißzusatzwerkstoff ist ebenso für viele Typen von artgleichen Schweißverbindungen geeignet.

H. Anders

¹⁾ Bearbeitet nach: International Nickel Co., Inc.: Joints made with „Inco-Weld-A“ an „Inco-Weld-A“ Wire. Broschüre, 10 Seiten, 1958.

Österreichische Stahlbau-Tagung 1959

Die in einem Zeitabstand von zwei Jahren stattfindende Österreichische Stahlbau-Tagung wurde in diesem Jahr vom 24. bis 27. September in Wien abgehalten. Bei der großen volkswirtschaftlichen Bedeutung, die dem Öl in Österreich zukommt, das auf den Kopf der Bevölkerung gerechnet an der Spitze der ölproduzierenden Länder des O.E.E.C.-Raumes steht, befaßten sich die Vorträge ausschließlich mit der Verwendung des Stahles in der Ölindustrie.

Nach den einleitenden Ausführungen von Professor Dr. h. c. Dr. mont. Karl Friedl, Wien, über „Erdöl- und Erdgasvorkommen in Österreich“ sprach Professor Dipl.-Ing. Gottfried Prikel, Leoben, über „Bohr- und Fördertürme bzw. -maste in Erdölbetrieben“. Während die Höhe der Türme in der Regel zwischen 24 und 44,8 m variiert, liegen die Kronenlasten zwischen 40 und 350 t. Die Tendenz in der Entwicklung der Bohrtürme geht dahin, die verhältnismäßig lange Umsiedlungszeit, wenn die Anlage zur nächsten Bohrstelle transportiert werden muß, durch schnell montierbare Konstruktionen zu verkürzen. An Hand von Lichtbildern wurden die in neuerer Zeit auf den Markt gebrachten Bohr- und Fördertürme besprochen, die leichte und elegante Konstruktionen

erkennen ließen¹⁾. Einen wesentlichen Beitrag hierzu leistet die Verwendung von Stählen höherer Festigkeit, wodurch das Eigengewicht herabgesetzt wird.

Die folgenden drei Vorträge befaßten sich mit den Themen: „Die Mineralölverarbeitung in Österreich“ (Professor Dipl.-Ing. Dr. techn. Adalbert F. Orlicek, Wien), „Über die Entwicklung des Stahlverbrauches in Ölraffinerien“ (Dipl.-Ing. A.V.I. Molleson, Den Haag) — wobei hier interessant ist zu vermerken, daß sich bei einer Raffinerie der Stahlverbrauch etwa nach den folgenden Zahlen aufteilt: Druckkessel 33 %, Stahltragkonstruktion 30 %, Rohrleitungen 25 %, maschinelle Einrichtungen, Pumpen, Turbinen, Filter usw. 12 % — und „Das österreichische Erdgas“ (Dipl.-Ing. Mano Hirsch, Wien).

Mit besonderem Interesse wurden die Ausführungen von Professor Dipl.-Ing. Dr. techn. Hermann Beer, Graz, über „Neuere Rohrleitungsbauwerke in Stahlkonstruktion“ entgegengenommen. Während für kleine und mittlere Spannweiten die Rohre selbst oder Fachwerkssysteme als Tragkonstruktion verwandt werden, wird für große Spannweiten das mit Schrägseilen abgespannte Rohr empfohlen. Die Seilebenen sind zur Aufnahme der Windkräfte gegen die Vertikale geneigt. Bei üblicher Durchbildung ist allerdings von Nachteil, daß die Rohre aus den Seilen Normalkräfte erhalten. Um dies zu vermeiden ist es zweckmäßig, das Seil von einem zum anderen Pylon durchlaufen zu lassen und die Umlenkung an den Knickpunkten durch Schellen zu erzwingen. Beim Hängebrückensystem, das für größte Stützweiten Verwendung findet, wird zur Verhinderung zu großer Verformungen bei antisymmetrischer Last das Trageil in der Mitte durch einen zentralen Knoten mit dem Rohr oder besser noch mit einem besonderen Spannseil verbunden. Auch hier werden die Trageilebenen im Hinblick auf die Windbeanspruchungen zweckmäßigerweise schräg gelegt²⁾. An Hand von charakteristischen Diagrammen und Einflußlinien wurde das Kräftespiel in den verschiedenen Systemen von Hängebrücken und Schrägseilbrücken aufgezeigt und daraus Gesichtspunkte für die Planung abgeleitet. Den Abschluß des Vortrages bildete eine Besprechung des Entwurfes der Barbara-Brücke²⁾ über die Donau mit einer Spannweite von 320 m, nachdem zuvor noch das für Hängebrücken besonders wichtige Gebiet der aerodynamischen Stabilität gestreift worden war.

Anschließend berichtete Direktor Dipl.-Ing. Heinrich Rasworschegg, Wien, über den „Einfluß des modernen Stahlbaues auf die Konstruktion von Großkesselanlagen“. An Hand von Ausführungsbeispielen erläuterte er die sogenannte unabhängige Bauweise, die Anbringung stehender Kessel mit Seitenkraftaufnahme, was behördenseitig jüngst gestattet wurde, und die hängenden und schultergestützten Konstruktionen. In seinem Vortrag „Behälter aus Stahl“ erwähnte Dipl.-Ing. Udalrich Hiemesch, Linz, die Möglichkeit, zylindrische Behälter zum Lagern von Roh-, Zwischen- oder Endprodukten nicht aus Ringen zusammenzusetzen, sondern aus spiralförmigen Schüssen, die den Vorteil haben, daß die Lage der einzelnen Schüsse beim Schweißen nicht so genau eingehalten zu werden braucht. Besonders besprochen wurde auch die Frage der Dichtung.

Den Abschluß der Vortragsstimmung bildeten zwei Referate von Direktor Dipl.-Ing. Franz Gumbach, Zeltweg, „Werkstoff Stahl im Kohlenbergbau Österreichs“ (28 % der österreichischen Strecken sind mit Stahl ausgebaut) und von Dipl.-Ing. Heinz Sernetz, Graz, über die „Verwendung von Stahl in der Kohlenaufbereitung“, der einen Überblick über die Ausbildung moderner Siebmaschinen gab.

Eine Tagesexkursion in die Erdölgebiete in Auersthal und Matzen mit einem Besuch der am Bau befindlichen Raffinerieanlage in Schwechat bei Wien bot allen interessierten Tagungsteilnehmern Gelegenheit, die in den Vorträgen vermittelten Eindrücke zu vertiefen.

G. Lacher

¹⁾ Vgl. auch Bahke, E.: Tiefbohrmast in Rohrschalenbauweise. Stahlbau 25 (1956) H. 7 S. 169 u. H. 8 S. 199.

²⁾ Vgl. auch Masanz, F.: Die Barbara-Brücke über die Donau, ein neuartiges Hängebrückensystem zur Überführung einer Erdgasleitung in der Nähe von Schwechat bei Wien. Stahlbau 28 (1959) H. 8 S. 212.

Persönliches

Helmut Lindberger †

Helmut Lindberger, Obergeringieur und Handlungsbevollmächtigter der M.A.N. Werk Gustavsborg, verunglückte am 27. August 1959 tödlich bei einem Autounfall in Schweden. Er fand den Tod unweit der Tjörnbrücke über den Askeroefjord, deren kühne und ungewöhnliche Konstruktion nach seinem Vorschlag ausgeführt wurde. Helmut Lindberger war ein vortrefflicher Statiker und schöpferischer Konstrukteur. Ein gründliches Wissen auf theoretischem und Erfahrungen auf praktischem Gebiet des Stahl-

baues, — durch zwei Veröffentlichungen konnte er zur Bereicherung unseres Fachwissens beitragen¹⁾ —, ein scharfer, kritischer Verstand und unermüdlicher Arbeitseifer waren die Grundlagen seiner erfolgreichen Arbeit. Hinzu kam die Fähigkeit, auf Mitarbeiter seine freudige Einsatzbereitschaft zu übertragen. Für ihn gehörten zu Führungsaufgaben auch Hilfsbereitschaft und menschliches Verständnis.

Geboren am 28. April 1923 in Cham wuchs Helmut Lindberger in Aschaffenburg auf, wo er Grund- und Oberschule besuchte. Er studierte an der Technischen Hochschule Darmstadt und bestand dort im Jahre 1948 seine Diplomprüfung im Bauingenieurwesen mit dem Prädikat „sehr gut“. Am 30. August 1948 trat er in die Brückenbau-Abteilung der M.A.N. Gustavsborg ein, wo er seitdem tätig war.

Mit dem Tode dieses hervorragenden Ingenieurs hat der deutsche Stahlbrückenbau einen Fachmann verloren, der auf Grund seiner menschlichen und beruflichen Qualitäten eine vielversprechende Hoffnung bedeutete.

K. Grissmer

¹⁾ Vergleich und Analogiebetrachtung der Lösungen für biegebeanspruchte und verdrehungsbeanspruchte Stabwerke. Stahlbau 22 (1953) H. 1, S. 14/19.

Bericht über Druckversuche an Kreiszyllindern. Fortschritte im Stahlbrückenbau. Köln, 1958, Stahlbau-Verlags-GmbH., S. 53/64.

Robert Wladarz †

Dipl.-Ing. Robert Wladarz, Mitarbeiter der DEMAG Werk Stahlbau, erlag am 2. September 1959 den schweren Verletzungen eines Verkehrsunfalls, welcher sich am 27. August 1959 auf der Zufahrtsstraße zur Baustelle „Tjörnbrücke“ in Schweden ereignete.

Nachdem Herr Wladarz schon während seines Studiums an der Technischen Hochschule Darmstadt verschiedentlich bei der DEMAG tätig war, trat er am 1. Februar 1954 als Diplom-Ingenieur in das Werk Stahlbau ein. Im Verlauf seiner kurzen Dienstzeit hat Herr Wladarz sich durch Fleiß und große Hingabe an seine ihm gestellten Aufgaben Fähigkeiten und Kenntnisse erworben, die unserer vollen Anerkennung fanden. Seine Tüchtigkeit, Zuverlässigkeit und Beharrlichkeit, vor allem aber seine ungewöhnliche Ausgeglichenheit ließen Herrn Wladarz zu einem unserer wertvollsten und geschätztesten Ingenieure werden.

Sein weiterer Werdegang erfüllte die Fachwelt mit großen Hoffnungen und Erwartungen. Alle, die ihn gekannt haben, werden ihm ein ehrendes Andenken bewahren.

H. Stockhausen

Bücherschau

Kollbrunner, C. F. und Meister, M.: Ausbeulen, Theorie und Berechnung von Blechen. 344 S., 192 Bilder, 33 Tabellen. Berlin/Göttingen/Heidelberg 1958. Springer-Verlag.

In dem vorliegenden Buch werden die sehr zahlreichen, bisher erzielten Ergebnisse auf dem für das Bauwesen sehr wichtigen Gebiet der Stabilität der ebenen Platten systematisch und ausführlich dargestellt. In dem ersten einleitenden Kapitel wird der Begriff der kritischen Last an Hand von Beispielen kurz erläutert, im zweiten einiges aus der Geschichte der Theorie der Platten und Schalen und aus der Plastizitätstheorie mitgeteilt. Das dritte Kapitel ist der Theorie des Ausbeulens im elastischen Bereich gewidmet. Zunächst werden für isotrope und orthotrope Platten die Differentialgleichungen des Stabilitätsproblems ausführlich hergeleitet, und dann die verschiedenen bekannten Methoden zur Lösung des Beulproblems behandelt: Die Gleichgewichtsmethode, die Energiemethode, die Methode der Differenzenrechnung und die sogenannte baustatische Methode. Die Anwendung dieser Methoden wird an zahlreichen einfachen Beispielen illustriert. Das vierte Kapitel befaßt sich ausführlich mit den rechteckigen unversteiften Platten mit verschiedenen Randbedingungen und verschiedenen Belastungsarten. Im Abschnitt A werden für sehr zahlreiche Fälle isotroper Platten die kritischen Spannungen im elastischen Bereich berechnet und in Form von Kurven und Tabellen dargestellt. Der Abschnitt B geht auf das Ausbeulen im plastischen Bereich ein. Wegen der Kompliziertheit dieses Problems werden die wesentlichen Theorien nur skizziert und im übrigen Formeln angegeben, deren Richtigkeit durch Versuche belegt ist. Im fünften Kapitel werden die Methoden zur Untersuchung ausgesteifter Rechteckplatten dargestellt und die aus der Literatur bekannten Ergebnisse für verschiedene Arten der Aussteifungen und Belastungen mitgeteilt. Schließlich wird im sechsten Kapitel der Einfluß der Störungen und im siebenten Kapitel das Verhalten der Platten im überkritischen Bereich diskutiert.

Das Buch wendet sich in erster Linie an den Praktiker. Es vermittelt eine Fülle von wichtigen Erkenntnissen und gibt durch die Darstellung der theoretischen Grundlagen die Möglichkeit, auch selbständig kompliziertere Einzelfälle zu lösen. Auch für Studierende wird es von großem Nutzen sein.

A. Kromm

Zuschrift zu Herber, K.-H.:

Bemessung von Tankdächern mit Rippenrostgespärren. Stahlbau 27 (1958) H. 9 S. 237/46.

Es erweist sich als notwendig, auf die Berechnungsgrundlagen der Veröffentlichung [1] und der als Fortsetzung zu bewertenden Arbeit [2] hinzuweisen:

Nach dem Additionsverfahren werden die vorwiegend an der Dachhaut angreifenden Belastungen in einem nach den Arbeiten [1] und [2] bestimmbar Verhältnis auf die Dachhaut und auf das Gespärre verteilt. Dieses Verfahren wurde im Gutachten [3] als brauchbar anerkannt. Es liegt aber auch schon der Veröffentlichung [4] zugrunde, da die in dieser Arbeit angegebenen Gleichungen sowohl die Bestimmung der Traglast des Gesamttragwerkes als auch nur des Gespärres ($t_D = 0$) gestatten. Die Differenzlast stellt somit den Belastungsanteil der Dachhaut dar. In den Veröffentlichungen [1] und [2] werden die Gespärrebelastungen im Gegensatz zu dem tatsächlichen Verhalten, von geringfügigen zwischen Dachhaut und Gespärre wirksamen Schubkräften abgesehen, als lotrecht an den isoliert gedachten Zweigelenkbögen wirkend angenommen. Auf Grund neuerer Untersuchungen nach der Spannungstheorie II. Ordnung [5] unterscheidet sich nun die Grenzlaster für lotrechte Belastung von derjenigen für normal zur Bogenachse gerichtete Belastung bei gleicher Lastverteilung nicht unerheblich, wie die beigefügte Tafel 1, Zeile 1, für die Spannungen bei dreieckförmiger Belastung erkennen läßt. Für den isoliert gedachten Zweigelenkbogen treten bei dreieckförmig verteilter Last, die der Vollast des Tankdaches entspricht, erheblich nach oben gerichtete Verformungen im Bogenscheitel auf, wie aus Tafel 1 und auch aus Bild 5 der Ver-

wurde aber für die Rippen- und Rostgespärre dreiecksförmige Lastverteilung vorausgesetzt.

Die für Vollast angestellten Überlegungen gelten in gleichem Umfang auch bei halbseitiger Belastung des Tankdaches.

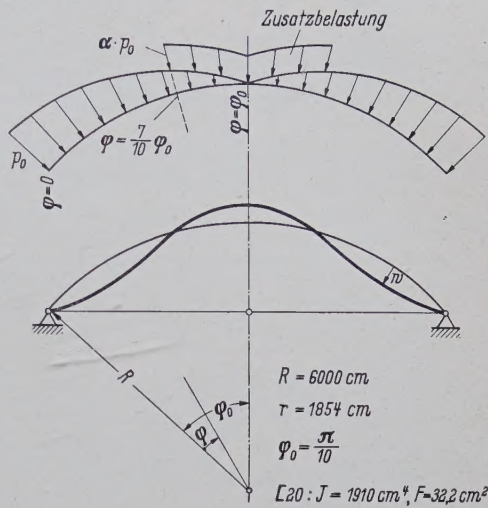


Bild 1. Zweigelenkbogen mit normal zur Bogenachse wirkender Gespärrebelastung

Tafel 1. Durchbiegungen, Spannungen und Durchschlagslasten für den Zweigelenkbogen

Zeile	P_0 [kg/cm]	α	$w(\varphi = \frac{2}{7} \varphi_0)$ [cm]	$w(\varphi = \varphi_0)$ [cm]	$\sigma(\varphi = \frac{2}{7} \varphi_0)$ [kg/cm ²]	$\sigma(\varphi = \varphi_0)$ [kg/cm ²]	$\sigma(\varphi = \frac{3}{10} \varphi_0)$ aus [1] [kg/cm ²]	P_{0D}^A [kg/cm]	P_{0D}^S [kg/cm]
1	4,5	0		-16,55	-2600 + 2000		-2010 + 1410	5,11	11,50
2	5,15	0,5	+ 7,18	- 6,01	-1725 + 590	+ 110 -1245	*)	3,15	7,10
3	6,00	0,575	+ 4,08	- 2,36	-1420 + 25	- 410 - 990	*)	2,97	6,68

P_{0D}^A antisymmetrische Durchschlagsbelastung

P_{0D}^S symmetrische Durchschlagsbelastung

*) Für die Belastung nach den Zeilen 2 und 3 kann der Spannungsnachweis nach Veröffentlichung [1] nicht geführt werden.

öffentlichung [2] hervorgeht. Die Dachhaut setzt dieser Scheitelverformung des Gespärres einen wesentlichen Widerstand entgegen, der sich dem Gespärre als zusätzliche Belastung in der Nähe des Bogenscheitels mitteilt. Die der Arbeit [1] zugrunde liegende Dreiecksbelastung stellt somit eine sehr rohe Näherung dar, da der Einfluß der im Scheitel entlastend wirkenden Zusatzbelastung unberücksichtigt bleibt.

Die aus der Stützwirkung der Dachhaut resultierende zusätzliche Belastung liefert auch die Erklärung dafür, daß die Traglast nach Veröffentlichung [4] nicht linear mit der Anzahl der Sparren zunimmt, sondern in geringerem Maße, denn mit größer werdender Sparrenanzahl ist bei Tanks üblicher Ausführung, weil bei ihnen die Sparrenabstände am Fußring unabhängig vom Tankdurchmesser nahezu gleich groß bleiben, eine Vergrößerung des Tankdurchmessers verbunden, was sich bei auch nahezu gleichbleibender Dachhautdicke ($t_D \cong 5$ mm ist für alle Tankdurchmesser konstant) in einer geringeren Steifigkeit und einer damit verbundenen größeren Verformungsfähigkeit der Dachhaut auswirkt. Die Dachhautstützung und die daraus resultierende Zusatzbelastung des isoliert gedachten Zweigelenkbogens ist demnach vom Durchmesser des Tanks und von der Steifigkeit des Gespärres selbst abhängig, eine Tatsache, die in den Veröffentlichungen [1] und [2] nicht beachtet wird.

In Tafel 1 wurde deshalb die Zusatzbelastung variiert, wobei α einen Lastparameter gemäß Bild 1 darstellt. Sie zeigt den großen Einfluß der Dachhautstützung gegenüber einem isoliert gedachten Zweigelenkbogen nach Veröffentlichung [1]. Auch der bis dahin nicht geklärte Abbau der Sparrenmomente in der Nähe des Kronenringes [6], den die Veröffentlichungen [1] und [2] nicht zu erfassen vermögen, findet damit seine natürliche Erklärung.

Aus Bild 5 der Veröffentlichung [2] ist der grundsätzlich anders geartete Verlauf der Biegelinien, trotz etwa gleicher Maximalverformung, für Rippen- und Rostgespärre zu erkennen. Allein daraus ergibt sich schon, wie die vorstehenden Ausführungen zeigen, eine verschiedene Verteilung der Gespärrebelastung längs des Bogens für die beiden Tragsysteme. Nach den Veröffentlichungen [1] und [2]

Da es sich bei dem vorliegenden Tragsystem um ein „System mit veränderlicher Gliederung“ handelt, dessen Änderung sowohl von der Verteilung der Belastung, von deren Intensität als auch von den Abmessungen des Bauwerkes abhängig ist, besteht wenig Aussicht, die Zusatzbelastung infolge Dachhautstützung mit den bisherigen Ansätzen rechnerisch ermitteln zu können. Bei dieser Problematik, die auch durch die bisherigen Veröffentlichungen nicht behoben ist, war die Forschung auf systematische Modellversuche angewiesen. Die von uns in der Veröffentlichung [4] mitgeteilten Bemessungsformeln stehen mit den veröffentlichten experimentellen Erkenntnissen und auch mit den zwischenzeitlich gewonnenen rechnerischen Ergebnissen in Einklang. Es sind uns keine durchgerechneten Beispiele und Versuchsergebnisse für Tankdächer üblicher Ausführung bekannt geworden, die mit den in Arbeit [4] angegebenen Formeln in Widerspruch stehen. Da diese Formeln keine theoretischen Lösungen darstellen, durch die sämtliche Sonderfälle lückenlos behandelt werden könnten, muß ihre Anwendung auf Tanks üblicher Ausführung beschränkt bleiben. Aus diesem Grunde verbietet sich auch die Durchführung von Grenzübergängen.

K. Klöppel und E. Roos

Erwiderung

Die Zuschrift wird mit einem Dank an die Einsender deshalb besonders begrüßt, weil die neue Arbeit von E. Roos [5] unter Abkehr von der Theorie der anisotropen Schale jetzt ebenfalls die Spannungstheorie II. Ordnung als Grundlage für die Lösung des Problems der Tankdächer benutzt, was der Wirklichkeit besser gerecht wird.

Die Untersuchungen von H. Ebner (siehe Schrifttum zu [1]), von E. Roos [5] und des Unterzeichneten [1], [2] haben somit als gleiche Basis die Additionstheorie. Hierbei ist die Traglast der gestützten Kugelschale (vgl. p_B in [1]) nicht umstritten. Dagegen bestehen verschiedene Auffassungen über die Belastung des Gespärres, auf die nachfolgend eingegangen wird.

Die äußere Dachlast eines Tankes ohne Überdruck und eines Gasbehälters ist lotrecht gerichtet. Bei einem Tank mit 100 kg/m²

radialem Unterdruck wird dieser durch die Traglast p_B der Dachhaut zum Teil oder ganz aufgenommen. Der lotrechte Anteil an der Gesamtlast schwankt daher je nach Tankgröße und Größe von p_B/v etwa zwischen 60 und 100 %, wobei die höheren Werte häufiger auftreten.

Da vorausgesetzt werden kann, daß eine lotrechte Dachlast wegen der großen Reibung zwischen Haut und Gespärre auch lotrechte Gespärrebelastung erzeugt, ist die Annahme einer lotrechten Dreieckslast die wesentlich bessere Näherung. Der Ansatz einer zusätzlichen Scheitellast ist nicht erforderlich, da die bei Theorie I. Ordnung negativen Scheiteldurchbiegungen der Rippengespärre (vgl. [2], Bild 5) nach Theorie II. Ordnung positiv werden (vgl. [1], Tafel 2).

Die lotrechte Dreieckslast (ohne Scheitellast) wurde von H. Ebner und dem Unterzeichneten als Basis für den Vergleich zwischen Theorie und Großversuchen angesetzt und auch als Basis für die Bemessungsformeln [1], welche den Versuchsergebnissen angepaßt wurden. Dadurch sind die übrigen, durch die Theorie nicht erfäßbaren Einflüsse abgedeckt (Fußeinspannung — vgl. [1] —, Deformations-Unterschiede zwischen Haut und Gespärre — vgl. [6] — und Lastverminderung oder Lastverlagerung — vgl. [6] — durch die Schalenwirkung des oberen, nicht gebeulten Schalenbereiches).

Die aufgezählten Einflüsse vermindern das Scheitelmoment, das bereits nach Theorie II. Ordnung ohne diese Einflüsse kleiner ist als das Feldmoment (vgl. [1], Gl. (20) und Tafel 2). Die Verminderung des Scheitelmomentes bedarf also keineswegs einer Erklärung durch eine Annahme, wie sie in der Zuschrift gemacht wird.

Der Zuschrift liegt ein Zweigelenbogen mit radialer Belastung zugrunde. Da die Nachgiebigkeit der Sparrenfüße nicht berücksichtigt ist, ergeben sich große negative Scheiteldurchbiegungen, die ihrerseits Scheitel-Zusatzlasten auslösen. Legt man jedoch die bei Tankdächern wirklich auftretenden Verhältnisse zugrunde, so ändert sich das Bild wesentlich, da die flachen Bögen hinsichtlich der Scheiteldurchbiegungen sehr empfindlich gegen geringe Radialverschiebungen der Fußpunkte sind. Für das in Arbeit [1], Tafel 2 berechnete Beispiel wurde eine Gegenrechnung mit radialer Dreieckslast aufgestellt. Hierbei ergibt sich zwar eine negative Scheiteldurchbiegung nach Theorie I. Ordnung, aber eine leicht positive nach Theorie II. Ordnung und ein Abfall der Traglast um 6 %. Es wird also keine Scheitel-Zusatzlast ausgelöst.

Nach diesen Darlegungen, aus denen sich nur ein geringfügiger Traglast-Unterschied ergibt, besteht keine Veranlassung, die an Großversuchen erprobten Bemessungsformeln von Arbeit [1] und der Folgearbeit [2], die auch gute Übereinstimmung mit den Modellversuchen nach [7] und [4] besitzen, irgendwie abzuändern.

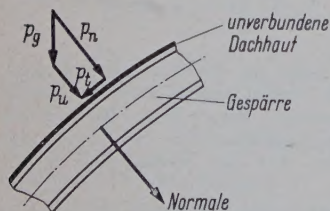
Bei dem geringen Traglast-Unterschied ist es auch belanglos, daß als theoretische Basis für den Vergleich zu den Versuchen (mit vorwiegend radialer Last) eine lotrechte Dreieckslast diente, zumal diese Vereinfachung bei Bemessung von Dächern mit vorwiegend lotrechter Last nach der sicheren Seite tendiert.

Schließlich sei noch vermerkt, daß die Formeln von Arbeit [4] nicht auf der Additionstheorie, sondern auf der Theorie der anisotropen Schale basieren. Im übrigen ist an Beispielen in Arbeit [2] auf Ergebnisse hingewiesen worden, die im Widerspruch zu den Formeln von Arbeit [4] stehen.

K.-H. Herber

Zweite Zuschrift

Es kann kein Zweifel darüber bestehen, daß der Belastungsanteil des Gespärres aus Dachhauteigengewicht, Schneelast und Unterdruck bei Rippen- und Rippenrostgespärren mit unverbundener Dachhaut — von dem geringfügigen Eigengewichtsanteil des Gespärres selbst kann abgesehen werden — normal zu Bogenachse gerichtet sein muß, wenn keine Reibungskräfte (eingefettetes Gespärre) zwischen Dachhaut und Gespärre wirksam sind.



p_g Eigengewichtsbelastung
 p_u Unterdruckbelastung
 p_n Normalbelastung
 p_t Tangentialbelastung

Bild 2. Belastung der Dachhaut

Legen wir die üblichen Gepflogenheiten der Statik zugrunde, daß bei lose aufliegender, unverbundener Dachhaut keine Schubkräfte zwischen den beiden Tragelementen übertragen werden können, so folgt, daß der Tangentialanteil der Dachhautbelastung nach Bild 2

ausschließlich durch die Dachhaut auf den Dacheckring übertragen werden muß, während das Gespärre nur durch einen normalgerichteten Anteil belastet wird.

Zur Frage der von uns eingeführten Zusatzbelastung verweisen wir auf die Arbeit von Herber [2], Absatz 5, einem Ergebnis, das sich mit dem unseren deckt. Es heißt dort: „Während sich das Rippengespärre wegen negativer Scheiteldurchbiegungen aus symmetrischer Last von unten fest gegen die Dachhaut an Scheitel anpreßt, so daß die Verhinderung negativer Durchbiegungen praktisch vom Scheitel einsetzt“. Die in der Widerstand angeführten Einflüsse (Fußeinspannung, Deformations-Unterschied zwischen Haut und Gespärre, Lastverminderung oder Lastverlagerung durch die Schalenwirkung des oberen, nicht gebeulten Schalenbereiches, elastische Nachgiebigkeit des Dacheckringes — die gerade wir im Gegensatz zu Herrn Dr. Herber versuchsmäßig erfaßt haben —), bedingen zweifellos eine Herabsetzung des Bogenscheitelmomentes. Sie scheinen aber nicht die große Ab-

weichung von $M_{\text{Scheitel gemessen}} \cong 0,3 \cdot M_{\text{Scheitel theoretisch}}$ erklären zu können [6].

Aus Arbeit [5] geht hervor, daß die Traglast des Tankdaches wahrscheinlich durch Überschreiten der Fließgrenze nach Spannungstheorie II. Ordnung erreicht wird, daß sich aber bei Berücksichtigung einer geeigneten Zusatzbelastung, die symmetrische Durchschlagsbelastung p_{0D}^S von der Traglast nach Spannungstheorie II. Ordnung nicht allzu sehr zu unterscheiden braucht. Diese Tendenz ist schon in Tafel 1 zu erkennen. Die Durchschlagsbelastung nach der Theorie der anisotropen Schale [4], [7] scheint demnach die obere erreichbare Schranke der Traglast des Tankdaches darzustellen.

Auf Grund dieser Ausführungen stellt demnach die Berechnung des Tankdaches als anisotrope Schale ein mögliches Berechnungsverfahren dar; denn eine Übereinstimmung der rechnerischen Werte nach der Theorie der anisotropen Schale mit denen der Spannungstheorie II. Ordnung kann jederzeit durch geeignete Wahl der versuchsmäßig ermittelten Vorfaktoren der in [4] angegebenen Gleichungen erzielt werden.

Die am Schlusse von Herrn Dr. Herber gemachte Bemerkung ist deshalb nicht zutreffend.

K. Klöppel und E. Roos

Zweite Erwiderung

Die bekannte Tatsache, daß bei Tankdächern üblicher Bauweise die Dachbleche bei der Montage nicht von selbst abrutschen, beweist, daß der Reibungskoeffizient groß genug ist, um die Tangentialkomponente der lotrechten Lasten auf das Gespärre zu übertragen. Es besteht somit keine Veranlassung, die tatsächlichen Verhältnisse durch Einführen der Fiktion eines eingefetteten Gespärres zu entstellen. Bezüglich der hierbei auftretenden Abweichung von „üblichen Gepflogenheiten der Statik“ sei darauf verwiesen, daß der moderne Brückenbau die Reibungskräfte sogar zur Übertragung der Kräfte an den Knotenpunkten benutzt (Verbindung mit hochfesten Schrauben).

Von der zweiten Zuschrift ist besonders die Zustimmung zu dem in Arbeit [1], [2] gewonnenen Erkenntnissen hervorzuheben, daß die Traglast der hier betrachteten Tankdachkonstruktionen durch das Erreichen der Fließgrenze bestimmt wird und nicht mit der Durchschlagslast der Arbeiten [4], [7] erfaßt werden kann.

Ob es gelingen wird, die Formeln in Arbeit [4], [7] so abzuändern, daß sie für eine Bemessung brauchbar werden, ist nach dem bereits mehrfach geäußerten generellen Bedenken zweifelhaft.

Da aber bei dem knappen Raum für Zuschrift und Entgegnung keine Wahrscheinlichkeit besteht, hierfür an dieser Stelle den Beweis bzw. Gegenbeweis zu erbringen, erscheint es zweckmäßig, die Diskussion über diesen Punkt zu schließen, und es wird aus gleichem Grunde auch auf die Beantwortung der übrigen strittigen Punkte verzichtet.

K.-H. Herber

Schrifttum:

- [1] Herber, K.-H.: Bemessung von Rippenkuppeln und Rippenschalen für Tankdächer. Stahlbau 25 (1956) H. 9, S. 216.
- [2] Herber, K.-H.: Bemessung von Tankdächern mit Rippenrostgespärren. Stahlbau 27 (1958) H. 9, S. 237.
- [3] Klöppel, K.: Gutachten zur vorl. Fassung von Arbeit [1], unveröffentlicht.
- [4] Klöppel, K. und Roos, E.: Beitrag zum Durchschlagproblem dünnwandiger versteifter und unverteifter Kugelschalen für voll- und halbseitige Belastung. Stahlbau 25 (1956) H. 3, S. 49.
- [5] Roos, E.: Spannungstheorie II. Ordnung und Durchschlagbelastung für den kreisförmig gekrümmten Zweigelenkbogen. Diss. Mai 1958 Darmstadt. Veröffentlichung erfolgt im „Stahlbau“.
- [6] Ebner, H. und Herber, K.-H.: Versuch mit einem Tank von 18 m Durchmesser. Techn. Mitt. des GWK-Verbandes, Düsseldorf, März 1954.
- [7] Klöppel, K. und Jungbluth, O.: Beitrag zum Durchschlagproblem dünnwandiger Kugelschalen. Stahlbau 22 (1953) H. 6, S. 121.

STELLENANGEBOTE

Wir suchen

Schweiß-Fachingenieure

sowohl für die Entwicklung, als auch für den Betrieb und den Außendienst, die mit allen in der elektrischen und autogenen Schweißtechnik auftretenden Fragen bei legierten und unlegierten Stählen sowie mit der voll- und halbautomatischen Schweißung bestens vertraut sind.

Erfahrungen in der Kundenberatung erwünscht.

Alter 30 — 45 Jahre.

Bewerbungen mit Lebenslauf, Zeugnisabschriften, Lichtbild, Gehaltsansprüchen erbeten an

Westfälische Union AG
für Eisen- und Drahtindustrie
— Personalabteilung —
Hamm/Westf.

Stahlbauanstalt in Niedersachsen sucht:

Statiker

**für Stahl-, Hoch- und
Industriebau**

Bewerbungen erbeten unter Nr. **20 368** an
die Anzeigenverwaltung DER STAHLBAU,
Berlin - Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169.

Das Tiefbauamt der Hauptstadt Hannover
sucht einen jungen

Diplom-Ingenieur

der Fachrichtung Bauingenieurwesen.

Der Bewerber muß mehrjährige Berufserfahrung als verantwortlicher Bauleiter größerer Brückenbaustellen haben. Die Vergütung richtet sich nach Gruppe III der TO. A.

Bewerbungen mit Lichtbild, Lebenslauf, Zeugnisabschriften und Angabe des Eintritts sind bis zum 15. November zu richten an die

Hauptstadt Hannover, Personalamt.



Die Entwicklung der Schweißtechnik

führt zur fortlaufenden Verbesserung unserer

Fabrikate · Verwenden Sie deshalb bei Ihren

Schweißarbeiten

Metallogen
ELEKTRODEN



Metallogen
W A T T E N S C H E I D

Wir suchen in verschiedenen Bezirken weitere Fachvertreter u. Wiederverkäufer zu günst. Bedingungen. Anfragen erbitten wir direkt an uns.




Abdeckroste
stabil
griffsicher

STEINHAUS

GMBH · MULHEIM (RUHR) · SPELDORF

FLIESS
U-P-Schweißdraht





Kranbahnträger für 3 Magnetkräne mit je 7,5 t Tragkraft
Spannweite: 40 m
Gewicht: 38 t

Die hervorragenden statischen Eigenschaften des Stahlrohrs geben dem Konstrukteur die Möglichkeit, materialsparende und besonders wirtschaftliche Konstruktionen zu schaffen. Unsere Spezialisten schweißen alle Stahlrohrkonstruktionen aufbaufertig und beraten Sie gern bei Ihren Planungen.



PHOENIX-RHEINROHR AG
VEREINIGTE HUTTEN- UND RÖHRENWERKE DUSSELDORF